

# CONNEXIONS PAR ADHÉRENCE POUR LES PONTS MIXTES ACIER-BÉTON

THÈSE N° 3381 (2005)

PRÉSENTÉE À LA FACULTÉ ENVIRONNEMENT NATUREL, ARCHITECTURAL ET CONSTRUIT

Institut de structures

SECTION DE GÉNIE CIVIL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES

PAR

**Michel THOMANN**

ingénieur civil diplômé EPF  
de nationalité suisse et originaire de Saint-Gall (SG)

acceptée sur proposition du jury:

Dr J.-P. Lebet, directeur de thèse  
Dr H.G. Dauner, rapporteur  
Prof. M. Fontana, rapporteur  
Prof. T. Keller, rapporteur  
Prof. J. Raoul, rapporteur

Lausanne, EPFL  
2005



## RÉSUMÉ

Lors de la construction de nouveaux ouvrages d'art ainsi que lors de travaux de rénovation ou de remplacement de ponts existants, la durée des travaux influence considérablement non seulement les coûts mais également les nuisances générées par le chantier (bruit, pollution, embouteillages, déviations de trafic). Il est donc intéressant de projeter des ouvrages permettant une durée de construction aussi courte que possible. Les ponts mixtes acier - béton répondent très bien à ce besoin: les poutres en acier et la dalle en béton peuvent être préfabriquées en atelier et assemblées dans les meilleurs délais sur le chantier.

Toutefois, les connexions utilisées actuellement pour lier la dalle aux poutres sont mal adaptées aux dalles préfabriquées: elles ralentissent notablement la construction et réduisent la durabilité de la dalle. Il est donc utile de développer de nouveaux types de connexions. Les connexions par adhérence, dont la résistance est due au frottement dans plusieurs interfaces, constituent à cet égard une solution particulièrement prometteuse. Les connaissances actuelles à leur sujet sont toutefois lacunaires et se doivent d'être complétées pour permettre leur mise en œuvre dans la pratique.

Les buts de la présente recherche sont d'évaluer l'intérêt pratique des connexions par adhérence, de développer des outils d'analyse et de calcul permettant de prédire leur comportement et de proposer une méthode de dimensionnement des poutres mixtes avec connexion par adhérence.

Pour atteindre ces objectifs, les exigences auxquelles doivent répondre les connexions des ponts mixtes acier - béton sont définies dans un premier temps. Ensuite, le comportement des connexions par adhérence est étudié selon les étapes suivantes:

- modélisation du comportement des interfaces confinées et cisailées au moyen d'une étude expérimentale et analytique,
- étude du comportement mécanique des connexions par adhérence, et en particulier de leur cinématique de déformation, à l'aide d'essais de type *push-out*,
- création et validation d'un modèle de calcul permettant de prédire le comportement des connexions par adhérence,
- exploitation de ce modèle dans une étude paramétrique dont les résultats servent en particulier à proposer une méthode de calcul simplifiée de la résistance ultime à l'effort rasant,
- développement et validation d'une méthode de dimensionnement pour les poutres mixtes acier - béton avec connexion par adhérence.

Enfin, une comparaison entre les exigences définies en début d'étude et les caractéristiques calculées ou mesurées des connexions par adhérence est effectuée. Cela permet d'évaluer l'intérêt pratique des connexions par adhérence ainsi que les besoins de recherche complémentaire.

Plusieurs conclusions importantes sont tirées de ces travaux. Tout d'abord, il est démontré que les connexions par adhérence possèdent les caractéristiques requises pour répondre aux exigences de robustesse, d'économie et de fiabilité. En particulier, leur résistance à l'effort rasant et leur rigidité élevées assurent un excellent comportement tant sous charges de service qu'à l'état limite ultime. Deuxièmement, il est démontré que le comportement des connexions par adhérence peut être expliqué et modélisé par les lois de comportement des interfaces cisailées et confinées. Le confinement est dû d'une part à la forte interaction qui existe entre les différentes interfaces constituant les connexions par adhérence et d'autre part à l'effet de la dalle en béton située autour du connecteur. Enfin, il est montré que si un calcul plastique de la distribution de l'effort rasant dans une poutre mixte ne peut pas être effectué avec les connexions par adhérence, il est en revanche possible d'effectuer un dimensionnement plastique en section à condition de tenir compte des effets de la formation de cette rotule sur la distribution élastique de l'effort rasant le long de l'axe de la poutre.

Le travail effectué dans cette thèse a permis de proposer des outils de dimensionnement pour les poutres mixtes avec connexion par adhérence. Ces outils, scientifiquement fondés, doivent aider à développer l'utilisation de telles connexions en pratique.

## ZUSAMMENFASSUNG

Beim Bau neuer Kunstbauten ebenso wie bei der Instandstellung oder beim Ersatz von bestehenden Brücken beeinflusst die Dauer der Arbeiten nicht nur wesentlich die Kosten sondern auch die nachteiligen Folgen der Baustelle (Lärm, Luftverschmutzung, Staus, Umleitungen des Verkehrs). Es ist daher von grossem Interesse, Bauwerke so zu projektieren, dass ihre Bauzeit auf ein Minimum beschränkt werden kann. Stahl-Beton-Verbundbrücken erfüllen diese Anforderung in idealer Weise: die Stahlträger und die Fahrbahnplatte aus Beton können im Werk vorfabriziert und dann innert kürzester Zeit auf der Baustelle montiert werden.

Dennoch sind die derzeit für die Verbindung zwischen Fahrbahnplatte und Träger verwendeten Verbindungsmittel schlecht auf vorfabrizierte Fahrbahnplatten abgestimmt: sie verzögern den Baufortschritt wesentlich und vermindern die Dauerhaftigkeit der Fahrbahnplatte. Die Entwicklung von neuen Verbindungstypen ist daher von Interesse. Adhäsionsverbindungen, deren Widerstand durch Reibung an mehreren Kontaktflächen zustande kommt, stellen in dieser Hinsicht eine besonders viel versprechende Lösung dar. Die derzeitigen Kenntnisse sind allerdings lückenhaft und müssen vervollständigt werden, um eine Anwendung in der Praxis zu ermöglichen.

Die vorliegende Forschungsarbeit hat zum Ziel, den praktischen Nutzen von Adhäsionsverbindungen zu untersuchen, Hilfsmittel für die Analyse und die Berechnung zu entwickeln, welche die Vorhersage des Verhaltens von solchen Verbindungen ermöglichen, sowie ein Bemessungskonzept für Verbundträger mit Adhäsionsverbindungen vorzuschlagen.

Um diese Ziele zu erreichen, werden in einer ersten Phase die Anforderungen, denen Verbindungen in Stahl-Beton-Verbundbrücken genügen müssen, definiert. Anschliessend wird das Verhalten der Adhäsionsverbindungen in folgenden Schritten untersucht:

- Modellierung des Verhaltens der Kontaktflächen bei Schubbelastung und behinderter Querverformung mit Hilfe einer experimentellen und analytischen Untersuchung,
- Untersuchung des mechanischen Verhaltens anhand von Push-out Versuchen,
- Entwicklung und Validierung eines Rechenmodells zur Vorhersage ihres Verhaltens,
- Anwendung des Rechenmodells für eine Parameterstudie, deren Ergebnisse insbesondere dazu dienen, ein vereinfachtes Rechenmodell für den Schubwiderstand vorzuschlagen,
- Entwicklung und Validierung einer Bemessungsmethode für Stahl-Beton-Verbundträger.

Schliesslich werden die zu Beginn der Untersuchung definierten Anforderungen mit den berechneten oder gemessenen Eigenschaften der Adhäsionsverbindungen verglichen. Dies erlaubt eine Abschätzung des praktischen Nutzens von Adhäsionsverbindungen und des zusätzlichen Forschungsbedarfs.

Mehrere wichtige Schlussfolgerungen werden aus diesen Arbeiten gezogen. Zuerst wird gezeigt, dass Adhäsionsverbindungen die Anforderungen in Bezug auf Robustheit, Wirtschaftlichkeit und Funktionssicherheit erfüllen. Insbesondere garantieren der hohe Schubwiderstand in Längsrichtung und die hohe Steifigkeit ein ausgezeichnetes Verhalten in Bezug auf Gebrauchstauglichkeit und Tragwiderstand. Zweitens kann das Verhalten von Adhäsionsverbindungen nachweislich anhand des Verhaltens der Kontaktflächen bei Schubbelastung und behinderter Querverformung erklärt und modelliert werden. Die behinderte Querverformung ist einerseits auf die starke Wechselwirkung zwischen den verschiedenen, die Adhäsionsverbindung bildenden, Kontaktflächen und andererseits auf die Wirkung der um die Verbindung liegende Fahrbahnplatte aus Beton zurückzuführen.

Schliesslich wird gezeigt, dass wenn eine plastische Berechnung der Schubverteilung in Längsrichtung eines Verbundträgers mit Adhäsionsverbindungen nicht möglich ist, eine plastische Bemessung dagegen im Querschnitt durchgeführt werden kann unter der Bedingung, die Auswirkungen der Gelenkbildung auf die elastische Längsschubkraftverteilung entlang der Achse des Trägers mit zu berücksichtigen.

Die durchgeführte Arbeit hat somit den Vorschlag von Bemessungshilfsmitteln für Verbundträger mit Adhäsionsverbindungen ermöglicht. Diese wissenschaftlich fundierten Hilfsmittel sollen helfen, die Verwendung solcher Verbindungen in der Praxis durchzusetzen.

## SUMMARY

When building new bridge structures, or widening or replacing existing bridges, the duration of on site work has a significant influence not only on the costs, but also on the potentially harmful effects (noise, pollution, traffic jam, deviation) of the construction work. Thus, it is of interest to design structures in such a way as to minimize the construction time. Steel-concrete composite bridges are ideal for this purpose: the steel beams may be welded and the concrete slab precast in the shop, leaving only the erection and assembly work to be performed on site.

Currently, however, the steel-concrete connections used in composite bridges are not well adapted for the use with precast slabs, as they tend to slow down the assembly work and decrease the durability of the slab. Consequently, there is a need to develop new types of connections. Connections by adherence, whose resistance is due to friction between the various interfaces, constitute a very promising solution to this problem. The current state of knowledge is incomplete, however, and should be improved in order to make the use of connections by adherence possible in practice.

The goals of the research presented herein are to evaluate the practical value of connections by adherence, to develop analysis method and tools making it possible to predict their behaviour and to propose a design method for composite beams employing connections by adherence.

To achieve these goals, the requirements that must be met by connections in steel-concrete composite bridges are first defined. Then, the behaviour of connections by adherence is studied in the following steps:

- model the behaviour of confined interfaces loaded in shear with the help of experimental and analytical studies,
- study the mechanical behaviour of connections by adherence, and especially their deformation behaviour, with the help of push-out tests,
- create and validate an analysis tool that makes it possible to predict the behaviour of connections by adherence,
- use this model in a parametric study to obtain results to be used in the development of a simplified design method capable of predicting the ultimate shear resistance,
- develop and validate a design method for steel-concrete composite beams with connections by adherence.

Finally, a comparison between the requirements defined at the beginning of the study and the calculated or measured characteristics of connections by adherence is performed. This makes it possible to evaluate the practical value of these connections and to define the needs for further research.

Several important conclusions are drawn from this work. First, it is shown that connections by adherence meet the specified requirements of robustness, economy and reliability. Their high longitudinal shear resistance and stiffness ensure excellent static behaviour, both under service and ultimate loads. Secondly, it is demonstrated that the behaviour of these connections may be explained and modelled with the help of laws governing the behaviour of confined interfaces loaded in shear. The confinement is due partially to the strong interaction existing between the different interfaces and partially to the effect of the concrete slab around the connector. Finally, it is shown that, although a plastic calculation of the shear forces along the bridge axis can not be performed with these connections, it is possible to perform a plastic design of the cross section provided that the consequences of this calculation on the elastic longitudinal shear force distribution are taken into account.

The work carried out in this thesis has made it possible to propose design tools for composite beams with a connection by adherence. Those tools, scientifically founded, should help to increase the use of such connections in practice.



## REMERCIEMENTS

Durant ce travail de thèse, de nombreuses personnes m'ont apporté un appui considérable par leurs remarques, leurs conseils ou encore leur soutien. Je tiens ici à les en remercier.

Parmi ces personnes, je pense tout d'abord au Dr Jean-Paul Lebet pour avoir su me guider dans ce travail, pour avoir encore et toujours posé les bonnes questions, pour ses conseils, son intérêt et sa grande disponibilité. Merci Jean-Paul! Mes remerciements vont également au Prof. M. A. Hirt pour les excellentes conditions de travail - scientifiques, administratives et humaines - dans lesquelles il m'a permis d'évoluer à l'ICOM.

Le Dr H.-G. Dauner (DIC SA, Aigle) a joué un rôle prépondérant dans cette recherche. En plus d'en être l'instigateur, il a été le moteur de toute la partie expérimentale dont il a assuré la coordination avec enthousiasme et efficacité. Qu'il en soit ici chaleureusement remercié.

Pour les conseils et remarques dispensés à plusieurs reprises au cours de ce travail, je tiens à remercier les membres de la commission d'accompagnement, MM. R. Beylouné (ingénieur indépendant), Dr H.-G. Dauner, Dr E. Denarié (EPFL) et Prof. T. Keller (EPFL). De même, pour l'intérêt porté à mon travail et pour les commentaires opportuns durant l'examen, je remercie très chaleureusement les membres du jury, MM. Prof. A. Schleiss (EPFL, président), Dr H.-G. Dauner, Prof. M. Fontana (ETHZ), Prof. T. Keller (EPFL) et Prof. J. Raoul (SETRA, France).

Le financement de la partie théorique de cette recherche a été assuré par le Fonds national suisse de la recherche scientifique et par la Commission pour la technologie et l'innovation. La partie expérimentale a quant à elle été financée par l'Office fédéral des routes et le canton d'Argovie, ainsi que par les entreprises partenaires Zwahlen & Mayr SA, Aigle (M. R. Ryser), Element AG, Tifers (M. B. Faucherre), VSL Schweiz AG, Subingen (Mme S. Vildaer, MM. M. Bevilacqua et B. Kempf) et SIKA Schweiz AG, Zurich (M. I. Schädler). Je leur transmets mes plus sincères remerciements.

Une pensée amicale va à Miguel Gómez Navarro, ancien thésard à l'ICOM, pour m'avoir convaincu de me lancer dans cette longue aventure.

Plusieurs personnes sont intervenues durant cette recherche pour m'aider à sortir de certaines impasses ou pour apporter de nouvelles idées. En ce sens, je tiens à remercier tout particulièrement Roland Bärtschi (ETHZ) pour son apport décisif dans la modélisation numérique, Miguel Fernandez Ruiz pour son aide précieuse avec ANSYS, le Prof. K. Tateishi (Nagoya University, Japon), Scott Walbridge et Alain Herzog pour la technique de photogrammétrie, Matthias Haldimann et Luis Borges pour les miracles informatiques et enfin Vincent Pellissier et Philippe Edder pour les relectures attentives et critiques qui ont conduit à des améliorations substantielles du manuscrit.

Ce travail de thèse est en grande partie basé sur des résultats expérimentaux. La qualité de ces résultats doit beaucoup à l'équipe technique composée de Sylvain Demierre, Gilbert Pidoux et Hansjakob Reist. Un grand merci à vous pour l'aide apportée et les conseils prodigués. De nombreuses personnes ont également contribué au bon déroulement des essais. Je tiens à ce titre à remercier Rahel, Ahti, Danijel et les étudiants Matthias, Damien et Adrien pour le travail, parfois pénible, effectué avec le sourire!

Pour les bons moments passés ensemble dans et hors de l'environnement professionnel, pour d'autres raisons aussi diverses que nombreuses, mes remerciements vont aux collègues de l'ICOM, en particulier Ahti et Danijel, aux amis de l'EPFL, aux polycaliens et leurs conjointes ainsi qu'à toute l'équipe du tchoukball.

Pour leur amour et leur soutien, 46000 à Papa, Maman, Alice, Marianne et à toute ma (belle-)famille.

Enfin, ma reconnaissance et mes remerciements les plus sincères sont pour toi, Anne, pour m'avoir continuellement encouragé, écouté et soutenu durant ce travail, et pour tout ce que nous avons vécu, partagé, fêté et construit ensemble durant ces années.





## CONNEXIONS PAR ADHÉRENCE POUR LES PONTS MIXTES ACIER-BÉTON

Michel Thomann, ing. dipl. EPFL

### PRÉFACE

La connexion entre le tablier et les poutres métalliques des ponts mixtes se fait depuis environ cinquante ans à l'aide de goujons à tête soudés. Cette technologie a fait ses preuves, mais nécessite des travaux de bétonnage sur le chantier, travaux qui s'accordent mal avec une solution industrielle optimale permettant une construction rapide du pont.

S'inspirant de la construction de ponts précontraints en segments d'une part et de l'efficacité éprouvée des couches d'adhérence entre le revêtement et le tablier métallique de ponts à dalle orthotrope d'autre part, j'ai proposé une solution de connexion où les goujons sont remplacés par deux tôles striées dos à dos et où la surface des poutres métalliques est activée par une couche d'adhérence.

Testée à l'ICOM moyennant de nombreux essais *push-out*, cette solution a donnée d'excellents résultats et soulevé de nombreuses questions au sujet de son comportement.

Le présent travail de doctorat apporte des réponses à ces questions.

Monsieur Thomann s'est lancé avec enthousiasme dans la recherche scientifique du comportement d'une telle connexion par adhérence. Il a su trouver les réponses qui permettent de comprendre ce comportement et a proposé une solution permettant au praticien le dimensionnement de cette nouvelle connexion entre le béton et l'acier. Cet excellent travail permet d'augurer un bel avenir pour les connexions par adhérence.

Hans-G. Dauner



# TABLE DES MATIÈRES

|   |           |
|---|-----------|
| <b>RÉSUMÉ</b>   | <b>3</b>  |
| <b>REMERCIEMENTS</b>  | <b>7</b>  |
| <b>PRÉFACE</b>  | <b>9</b>  |
| <b>TABLE DES MATIÈRES</b>   | <b>11</b> |
| <b>NOTATIONS, TERMINOLOGIE ET CONVENTIONS TYPOGRAPHIQUES</b>      | <b>15</b> |
| <b>1 INTRODUCTION</b>   | <b>19</b> |
| 1.1 CONTEXTE ET MOTIVATION  | 19        |
| 1.1.1 Développement des ponts mixtes acier - béton                | 19        |
| 1.1.2 Connexions par adhérence                                    | 21        |
| 1.2 ETAT DES CONNAISSANCES  | 23        |
| 1.2.1 Interfaces cisailées  | 23        |
| 1.2.2 Connexions pour dalles préfabriquées                        | 24        |
| 1.2.3 Dimensionnement des ponts mixtes acier - béton              | 26        |
| 1.2.4 Synthèse des besoins de recherche                           | 26        |
| 1.3 OBJECTIFS DU TRAVAIL  | 27        |
| 1.4 LIMITES DU TRAVAIL  | 27        |
| 1.5 ORGANISATION DE LA THÈSE                                      | 28        |
| <b>2 EXIGENCES RELATIVES AUX CONNEXIONS</b>                       | <b>31</b> |
| 2.1 INTRODUCTION  | 31        |
| 2.2 RÉSISTANCE À L'EFFORT RASANT                                  | 32        |
| 2.2.1 Résistance ultime   | 33        |
| 2.2.2 Résistance à la fatigue                                     | 35        |
| 2.2.3 Résistance sous charges de service                          | 36        |
| 2.3 RÉSISTANCE À LA TRACTION                                      | 37        |
| 2.3.1 Causes de la traction dans la connexion                     | 37        |
| 2.3.2 Rotation empêchée de la dalle                               | 38        |
| 2.3.3 Soulèvement empêché de la dalle                             | 38        |
| 2.3.4 Différence de courbure entre la dalle et la poutre en acier | 39        |
| 2.3.5 Synthèse  | 39        |
| 2.4 RIGIDITÉ  | 39        |
| 2.5 DUCTILITÉ ET CAPACITÉ DE DÉFORMATION                          | 41        |
| 2.6 DURABILITÉ  | 43        |
| 2.7 EXÉCUTION   | 44        |
| 2.8 ECONOMIE  | 44        |
| 2.9 CONCLUSIONS   | 45        |
| <b>3 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL</b>                                   | <b>47</b> |
| 3.1 INTRODUCTION  | 47        |
| 3.2 ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT                                 | 47        |
| 3.2.1 Description des essais                                      | 47        |
| 3.2.2 Résultats et observations                                   | 50        |
| 3.2.3 Discussion  | 54        |
| 3.2.4 Synthèse  | 57        |
| 3.3 ESSAIS PUSH-OUT   | 58        |
| 3.3.1 Description des essais                                      | 58        |
| 3.3.2 Résultats et observations                                   | 63        |
| 3.3.3 Discussion  | 68        |

|          |   |            |
|----------|---|------------|
| 3.3.4    | Synthèse  | 70         |
| 3.4      | ESSAIS D'ARRACHEMENT                                    | 71         |
| 3.4.1    | Description des essais                                  | 72         |
| 3.4.2    | Résultats et observations                               | 73         |
| 3.4.3    | Discussion  | 73         |
| 3.4.4    | Synthèse  | 74         |
| 3.5      | ESSAIS SUR POUTRES MIXTES                               | 74         |
| 3.5.1    | Description des essais                                  | 74         |
| 3.5.2    | Résultats et observations                               | 75         |
| 3.5.3    | Discussion  | 81         |
| 3.5.4    | Synthèse  | 82         |
| 3.6      | CONCLUSIONS   | 83         |
| <b>4</b> | <b>COMPOREMENT DES INTERFACES</b>                       | <b>85</b>  |
| 4.1      | INTRODUCTION  | 85         |
| 4.2      | LOI CONSTITUTIVE  | 85         |
| 4.2.1    | Observations et modélisation                            | 86         |
| 4.2.2    | Application aux interfaces considérées                  | 88         |
| 4.3      | LOI CINÉMATIQUE   | 89         |
| 4.3.1    | Observations et modélisation                            | 89         |
| 4.3.2    | Application aux interfaces considérées                  | 91         |
| 4.4      | CRITÈRE DE RUPTURE                                      | 93         |
| 4.4.1    | Interface tôle striée - coulis de ciment                | 93         |
| 4.4.2    | Interface couche d'adhérence - coulis de ciment         | 101        |
| 4.4.3    | Interface béton rugueux - coulis de ciment              | 102        |
| 4.5      | EFFET D'UN CONFINEMENT                                  | 103        |
| 4.6      | CONCLUSIONS   | 106        |
| <b>5</b> | <b>MODÉLISATION DE LA CONNEXION</b>                     | <b>107</b> |
| 5.1      | INTRODUCTION  | 107        |
| 5.2      | COMPOREMENT DES CONNEXIONS PAR ADHÉRENCE                | 107        |
| 5.3      | MODÈLE MÉCANIQUE  | 109        |
| 5.3.1    | Définitions et principe de modélisation                 | 109        |
| 5.3.2    | Hypothèses  | 109        |
| 5.3.3    | Description du modèle                                   | 111        |
| 5.3.4    | Détermination des valeurs des paramètres                | 115        |
| 5.3.5    | Résultats et validation du modèle mécanique             | 121        |
| 5.3.6    | Etude de sensibilité                                    | 125        |
| 5.3.7    | Synthèse  | 130        |
| 5.4      | ETUDE PARAMÉTRIQUE                                      | 130        |
| 5.4.1    | But de l'étude et choix des paramètres                  | 130        |
| 5.4.2    | Notations et représentation des résultats               | 131        |
| 5.4.3    | Position de la surface de rupture                       | 131        |
| 5.4.4    | Largeurs des interfaces                                 | 133        |
| 5.4.5    | Contraintes normales extérieures                        | 135        |
| 5.4.6    | Rigidité de la dalle                                    | 138        |
| 5.4.7    | Synthèse  | 140        |
| 5.5      | MÉTHODE DE CALCUL SIMPLIFIÉE                            | 141        |
| 5.5.1    | But et bases de la méthode                              | 141        |
| 5.5.2    | Paramètres retenus et limites de validité de la méthode | 141        |
| 5.5.3    | Décollement de la couche d'adhérence                    | 142        |
| 5.5.4    | Connexions de type R                                    | 142        |
| 5.5.5    | Connexions de type RH                                   | 144        |

|          |   |            |
|----------|---|------------|
| 5.5.6    | Validation de la méthode . . . . .  | 146        |
| 5.5.7    | Détermination de la résistance caractéristique à l'effort rasant . . . . .  | 147        |
| 5.5.8    | Synthèse . . . . .  | 147        |
| 5.6      | REMARQUES ET CONCLUSIONS . . . . .  | 148        |
| 5.6.1    | Remarques . . . . .   | 148        |
| 5.6.2    | Conclusions . . . . .   | 149        |
| <b>6</b> | <b>POUTRES MIXTES AVEC CONNEXION PAR ADHÉRENCE . . . . .</b>  | <b>151</b> |
| 6.1      | INTRODUCTION . . . . .  | 151        |
| 6.2      | CALCUL ÉLASTIQUE DE LA RÉSISTANCE EN SECTION ET DE LA<br>DISTRIBUTION DE L'EFFORT RASANT . . . . .                  | 151        |
| 6.3      | CALCUL PLASTIQUE DE LA RÉSISTANCE EN SECTION ET CALCUL<br>ÉLASTIQUE DE LA DISTRIBUTION DE L'EFFORT RASANT . . . . . | 152        |
| 6.3.1    | Distribution simplifiée de l'effort rasant - méthode analytique . . . . .   | 152        |
| 6.3.2    | Modèle numérique . . . . .  | 157        |
| 6.3.3    | Comparaison entre méthode analytique et modèle numérique . . . . .  | 160        |
| 6.3.4    | Méthode de dimensionnement proposée . . . . .   | 165        |
| 6.3.5    | Synthèse . . . . .  | 165        |
| 6.4      | CALCUL PLASTIQUE DE LA RÉSISTANCE EN SECTION ET DE LA<br>DISTRIBUTION DE L'EFFORT RASANT . . . . .                  | 166        |
| 6.4.1    | Etat des connaissances . . . . .  | 166        |
| 6.4.2    | Limitation du calcul plastique et conséquences sur le dimensionnement . . . . .                                     | 166        |
| 6.4.3    | Synthèse . . . . .  | 167        |
| 6.5      | MÉTHODES DE CALCUL . . . . .  | 167        |
| 6.5.1    | Recherche de la ductilité . . . . .   | 167        |
| 6.5.2    | Dimensionnement élastique de la connexion et de la section . . . . .  | 168        |
| 6.5.3    | Dimensionnement élastique de la connexion et plastique de la section . . . . .                                      | 168        |
| 6.6      | CONCLUSIONS . . . . .   | 168        |
| <b>7</b> | <b>PERSPECTIVES PRATIQUES . . . . .</b>   | <b>171</b> |
| 7.1      | INTRODUCTION . . . . .  | 171        |
| 7.2      | CONNEXION RECOMMANDÉE POUR LA PRATIQUE . . . . .  | 171        |
| 7.3      | ADÉQUATION AVEC LES EXIGENCES . . . . .   | 173        |
| 7.3.1    | Résistance à l'effort rasant . . . . .  | 173        |
| 7.3.2    | Résistance à la traction . . . . .  | 176        |
| 7.3.3    | Rigidité . . . . .  | 177        |
| 7.3.4    | Ductilité et capacité de déformation . . . . .  | 177        |
| 7.3.5    | Durabilité . . . . .  | 178        |
| 7.3.6    | Exécution . . . . .   | 178        |
| 7.3.7    | Economie . . . . .  | 179        |
| 7.3.8    | Synthèse . . . . .  | 180        |
| 7.4      | MÉTHODE DE DIMENSIONNEMENT SIMPLIFIÉE . . . . .   | 180        |
| 7.4.1    | Méthode de calcul simplifiée pour la résistance de la connexion . . . . .   | 180        |
| 7.4.2    | Comparaison avec les règles de dimensionnement proposées par Dauner . . . . .                                       | 183        |
| 7.4.3    | Méthode de dimensionnement des poutres mixtes acier - béton . . . . .   | 184        |
| 7.5      | TECHNIQUE D'EXÉCUTION . . . . .   | 186        |
| 7.6      | EVOLUTIONS POSSIBLES . . . . .  | 187        |
| 7.6.1    | Connexion avec un double connecteur . . . . .   | 188        |
| 7.6.2    | Connexion avec les stries orientées dans le sens R2 . . . . .   | 188        |
| 7.6.3    | Autres matériaux d'injection . . . . .  | 190        |
| 7.7      | CONCLUSIONS . . . . .   | 190        |
| <b>8</b> | <b>CONCLUSIONS . . . . .</b>  | <b>193</b> |
| 8.1      | OBJECTIFS ET DÉMARCHE DU TRAVAIL . . . . .  | 193        |

|       |  |            |
|-------|--|------------|
| 8.2   | RÉSUMÉ DÉTAILLÉ.....   | 193        |
| 8.2.1 | Evaluation de l'intérêt pratique des connexions par adhérence .....                    | 193        |
| 8.2.2 | Compréhension du comportement des connexions par adhérence .....                       | 194        |
| 8.2.3 | Développement d'un modèle de calcul des connexions par adhérence .....                 | 195        |
| 8.2.4 | Détermination d'une méthode de dimensionnement des poutres mixtes .....                | 196        |
| 8.3   | PRINCIPALES CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS POUR<br>L'APPLICATION .....                 | 196        |
| 8.3.1 | Principales conclusions .....  | 196        |
| 8.3.2 | Recommandations pour l'application .....   | 198        |
| 8.4   | RECHERCHE FUTURE.....  | 198        |
|       | <b>RÉFÉRENCES .....</b>  | <b>201</b> |
|       | <b>ANNEXE A: MESURE DE LA RUGOSITÉ D'UNE SURFACE .....</b>                             | <b>207</b> |
|       | <b>ANNEXE B: VALEURS DE <math>u_{\text{conn}}</math> ET DE <math>\chi</math> .....</b> | <b>210</b> |
|       | <b>CURRICULUM VITAE .....</b>  | <b>211</b> |

## NOTATIONS, TERMINOLOGIE ET CONVENTIONS TYPOGRAPHIQUES

### Notations

#### Minuscules latines

|            |  |
|------------|--|
| $a$        | : longueur   |
| $b$        | : largeur; entraxe des poutres maîtresses  |
| $c, d, e$  | : paramètres des critères de rupture   |
| $f_c$      | : résistance à la compression du béton (mesure sur cylindre)   |
| $f_y$      | : limite d'élasticité de l'acier   |
| $h$        | : hauteur d'une strie; épaisseur de dalle; hauteur   |
| $k$        | : rigidité   |
| $k_{0.8}$  | : rigidité sécante à 80 % de la charge de rupture  |
| $k_{desc}$ | : rigidité post-rupture d'une interface  |
| $k_r$      | : rigidité d'un ressort  |
| $k_{sec}$  | : rigidité sécante   |
| $l$        | : distance entre stries  |
| $m$        | : rapport entre la hauteur et l'écartement moyen des axes des stries d'une tôle striée; moment de flexion (moment par unité de longueur) |
| $m'$       | : rapport entre la hauteur et l'écartement moyen entre les stries d'une tôle striée  |
| $n$        | : coefficient d'équivalence  |
| $p$        | : pente du critère de rupture par décollement de la couche d'adhérence dans le diagramme $\sigma_{ext,1} - \sigma_{ext,2}$               |
| $q$        | : charge, charge répartie  |
| $r$        | : paramètre caractérisant la propension d'une surface à s'éroder lorsqu'elle est soumise au frottement                                   |
| $s$        | : glissement   |
| $s_u$      | : glissement lorsque la résistance de l'interface atteint sa valeur maximale   |
| $s_\alpha$ | : paramètre ayant la grandeur d'un glissement et caractérisant la forme d'une surface de rupture   |
| $s_2$      | : capacité de déformation d'une connexion  |
| $t$        | : force de traction (force par unité de longueur)  |
| $t$        | : épaisseur d'une strie (mesurée parallèlement à la direction de cisaillement); temps  |
| $t'$       | : épaisseur d'une strie (mesurée perpendiculairement à l'axe de la strie)  |
| $u$        | : écartement   |
| $v$        | : effort rasant (force par unité de longueur)  |
| $w$        | : flèche d'une poutre  |
| $x_c$      | : hauteur comprimée du béton   |
| $x,y,z$    | : coordonnées dans les directions $x$ , $y$ et $z$   |
| $z$        | : hauteur; bras de levier des forces internes à la section; position du centre de gravité  |

#### Majuscules latines

|            |   |
|------------|---|
| $A$        | : aire d'une section  |
| $A, B, B'$ | : paramètres adimensionnels des critères de rupture de la tôle striée                 |
| $C$        | : limite de service   |
| $E$        | : module d'élasticité (module de Young)   |
| $F$        | : fonction dont l'état limite $F = 0$ exprime un critère de rupture; réaction d'appui |
| $I$        | : inertie   |
| $K$        | : coefficient   |
| $L$        | : portée  |
| $L_s$      | : longueur de cisaillement  |

|            |  |
|------------|--|
| $M$        | : moment de flexion                                  |
| $N$        | : effort normal; nombre de cycles                    |
| $P$        | : force de précontrainte                             |
| $Q$        | : charge, charge ponctuelle                          |
| $R_a, R_p$ | : mesures de la rugosité d'une surface (Annexe A)    |
| $S$        | : moment statique; surfaces                          |
| $T$        | : température; force de traction                     |
| $V$        | : effort tranchant, force de cisaillement ponctuelle |
| $Z_2$      | : mesure de la rugosité d'une surface (Annexe A)     |

### Minuscules grecques

|                                |   |
|--------------------------------|---|
| $\alpha$                       | : angle de la pente à l'origine de la loi cinématique; rapport de longueurs; paramètre adimensionnel permettant le calcul simplifié de $k_{\text{dalle}}$                         |
| $\alpha_{th}$                  | : coefficient de dilatation thermique   |
| $\beta$                        | : angle des stries ( $\beta = 0$ : stries perpendiculaires à la direction du cisaillement)  |
| $\gamma_G$                     | : facteur de charge pour action de longue durée ou permanente   |
| $\gamma_Q$                     | : facteur de charge pour action prépondérante   |
| $\gamma_a, \gamma_c, \gamma_v$ | : facteur de résistance partiel pour la vérification de la sécurité structurale de l'acier, du béton et de la connexion acier - béton respectivement                              |
| $\delta$                       | : ductilité   |
| $\varepsilon$                  | : déformation   |
| $\zeta$                        | : coefficient permettant de calculer la rigidité effective d'une connexion en tenant compte de la part relative des charges dont les durées d'application sont différentes        |
| $\eta$                         | : ordonnée de la ligne de répartition transversale des charges; facteur de correction permettant de calculer la valeur $v_{Rk}$ à partir de $v_R$                                 |
| $\eta_v$                       | : facteur de correction pour tenir compte des effets du <i>tension stiffening</i> sur les efforts dans la connexion   |
| $\kappa$                       | : facteur de réduction pour calculer la résistance d'une tôle striée dont les stries ne sont pas perpendiculaires à la direction de cisaillement                                  |
| $\lambda$                      | : facteur de correction pour les charges de fatigue; rapport de longueurs   |
| $\mu$                          | : coefficient de frottement   |
| $\mu_v(x)$                     | : ratio mesurant la sensibilité du modèle mécanique de la connexion à la variation d'un paramètre $x$   |
| $\xi$                          | : paramètre adimensionnel permettant le calcul simplifié de $k_{\text{dalle}}$  |
| $\sigma$                       | : contrainte normale  |
| $\sigma_0$                     | : paramètre du critère de rupture ayant la dimension d'une contrainte   |
| $\sigma_{\text{ext}}$          | : contrainte due aux actions agissant sur la dalle  |
| $\sigma_{\text{ext},2}$        | : contrainte sur l'aile dont l'effet est équivalent, en terme de décollement de la couche d'adhérence, à l'effet combiné de $\sigma_{\text{ext},1}$ et de $\sigma_{\text{ext},2}$ |
| $\tau$                         | : contrainte tangentielle   |
| $\tau_b$                       | : contrainte tangentielle de rupture par compression ( <i>bearing failure</i> )   |
| $\tau_f$                       | : contrainte tangentielle de frottement (résiduelle)  |
| $\tau_p$                       | : contrainte tangentielle produisant la plastification (dans le cas d'une loi cinématique rigide-parfaitement plastique)  |
| $\tau_s$                       | : contrainte tangentielle de rupture par cisaillement ( <i>shearing failure</i> )   |
| $\varphi$                      | : coefficient de fluage   |
| $\chi$                         | : coefficient de confinement  |

### Majuscules grecques

|          |   |
|----------|---|
| $\Delta$ | : notation symbolique pour exprimer une différence                          |
| $\Psi$   | : facteur de charge pour action concomitante ou pour les charges de service |



**Indices**

|                      |   |
|----------------------|---|
| <i>a</i>             | : acier   |
| <i>b</i>             | : mixte   |
| <i>c</i>             | : béton; résistance à la fatigue à 2 millions de cycles                                   |
| <i>d</i>             | : valeur de calcul d'une charge, d'un effort intérieur ou d'une résistance                |
| <i>D</i>             | : limite de fatigue   |
| <i>el</i>            | : élastique   |
| <i>E</i>             | : effet des actions   |
| <i>G</i>             | : charges de longue durée ou permanentes  |
| <i>i</i>             | : indice de sommation ou de numérotation  |
| <i>k</i>             | : valeur caractéristique d'une charge, d'un effort intérieur ou d'une résistance          |
| <i>pl</i>            | : plastique   |
| <i>Q</i>             | : charge  |
| <i>R</i>             | : résistance  |
| <i>t</i>             | : écrouissage   |
| <i>u</i>             | : à la rupture, ultime  |
| <i>x,y,z</i>         | : relatif à l'axe <i>x</i> , <i>y</i> et <i>z</i>   |
| <i>aile</i>          | : relatif à la partie «aile» d'une connexion par adhérence                                |
| <i>conf</i>          | : confinement   |
| <i>conn</i>          | : relatif à la partie «connecteur» d'une connexion par adhérence                          |
| <i>court</i>         | : relatif aux charges et actions de courte durée  |
| <i>dalle</i>         | : relatif à la dalle en béton   |
| <i>eff</i>           | : efficace  |
| <i>equ</i>           | : équivalent  |
| <i>fat</i>           | : fatigue   |
| <i>FEM</i>           | : résultat d'un calcul par éléments finis   |
| <i>imp</i>           | : déplacement imposé ou contrainte due à un déplacement imposé et (partiellement) empêché |
| <i>lim</i>           | : valeur limite   |
| <i>long</i>          | : relatif aux charges et actions permanentes ou de longue durée                           |
| <i>min, moy, max</i> | : valeur minimale, moyenne, maximale  |
| <i>ref</i>           | : de référence  |
| <i>req</i>           | : requis  |
| <i>test</i>          | : résultat expérimental   |
| <i>tot</i>           | : total   |
| <i>0</i>             | : initial, à l'origine  |
| <i>1, 2,...</i>      | : points caractéristiques   |
| <i>1...4</i>         | : relatif à l'interface 1...4   |

**Terminologie**

- **Connecteur**: le connecteur est l'élément en acier soudé sur l'aile supérieure de la poutre qui permet l'ancrage du béton ou du coulis de ciment. Il peut s'agir de goujons à tête, d'une tôle striée ou encore d'une tôle en acier munie d'une couche d'adhérence. Le connecteur constitue une partie de la connexion.
- **Connexion**: la connexion représente l'ensemble du système de liaison qui permet le transfert de l'effort rasant de la dalle en béton à l'aile supérieure de la poutre en acier. Dans une connexion par adhérence, la connexion englobe toutes les interfaces, le coulis de ciment et le connecteur.
- **Connexion par adhérence**: une connexion par adhérence est définie comme une liaison entre une poutre en acier et une dalle en béton et dont la résistance au cisaillement est due au frottement dans plusieurs interfaces.

- **Couche d'adhérence**: une couche d'adhérence est une résine époxy déposée généralement sur l'aile et sur laquelle du sable grossier est répandu avant durcissement, de manière à former une surface très rugueuse après durcissement qui contribue à la résistance par frottement de la connexion.
- **Coulis de ciment**: élément de remplissage entre la dalle en béton et la poutre en acier contribuant à la résistance de la connexion.
- **Critère de rupture**: un critère de rupture est une relation exprimant la condition de rupture (d'une interface) en fonction de différentes variables.
- **Interface**: une interface est l'objet constitué de deux surfaces en contact résistant par frottement.
- **Interfaces conjuguées**: les interfaces conjuguées d'une connexion par adhérence sont les deux interfaces constituant une partie de connexion.
- **Loi cinématique**: une loi cinématique est une relation liant deux mesures de déplacement ou de déformation. Dans cette thèse, il s'agit d'une relation entre le glissement et l'écartement dans une interface.
- **Loi constitutive**: une loi constitutive est une relation entre deux grandeurs de nature physique distinctes et faisant intervenir des propriétés intrinsèques du matériau ou de l'objet considéré. Dans cette thèse, il s'agit d'une relation entre le glissement et la contrainte de cisaillement dans l'interface.
- **Modèle mécanique**: un modèle mécanique est entendu dans cette thèse comme un ensemble de relation mathématiques décrivant le comportement mécanique d'une connexion. Les variables de ce modèle sont des grandeurs physiques telles que des forces, des contraintes ou encore des glissements.
- **Partie de connexion**: dans une connexion par adhérence, on définit deux parties de connexion: l'aile d'une part et le connecteur à proprement parler d'autre part (figure 5.2).

### Conventions typographiques

Le **gras** sert à mieux structurer le texte. Il correspond à un niveau inférieur de sous-titre.

Le **gras italique** permet de signaler la première apparition dans le texte d'un terme technique spécifique faisant l'objet d'une définition dans la rubrique «terminologie» ci-dessus.

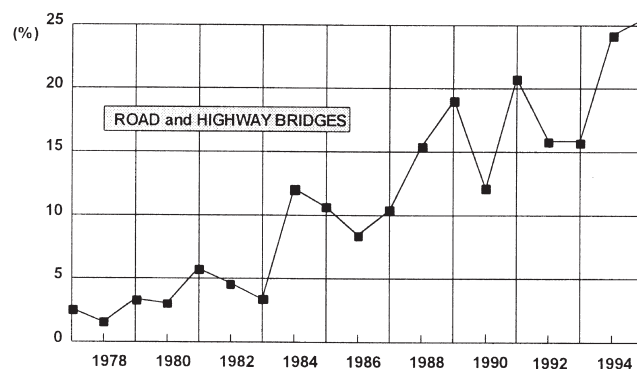
L'*italique* permet de mettre en évidence un terme ou une expression. L'*italique* est également utilisé pour les termes en langue étrangère.

# 1 INTRODUCTION

## 1.1 CONTEXTE ET MOTIVATION

### 1.1.1 Développement des ponts mixtes acier - béton

Les ponts mixtes acier - béton constituaient il y a 10 ans environ 25 % de la surface de la construction de ponts en France (figure 1.1). Comme cela peut être observé sur cette même figure, ce taux est en augmentation régulière depuis plusieurs années. La même tendance existe dans la majorité des pays européens. En 2005, en France toujours, environ 80 % de la surface totale des nouveaux ponts-routes dont les portées sont comprises entre 50 et 80 mètres sont réalisés en construction mixte acier - béton [Raoul 2005]. La construction de ponts mixtes semble donc promise à un bel avenir en Europe.



**Figure 1.1** - Importance de la construction des ponts mixtes acier - béton par rapport à la construction totale de ponts en France [Brozzetti 2000]

Un des critères décisifs quant au choix du type d'ouvrage (béton, acier, mixte) est naturellement le coût de construction. Or, un des facteurs influençant les coûts de manière significative est la vitesse de construction. En effet, un chantier de longue durée représente non seulement des charges salariales élevées, mais également une immobilisation prolongée du parc de machines des entreprises de construction. De plus, les coûts financiers liés au chantier (inflation, variation des taux, etc.), qui sont difficiles à estimer, peuvent constituer des charges d'autant plus importantes que le chantier dure longtemps. Il est donc important d'utiliser des matériaux permettant une construction aussi rapide que possible.

La vitesse de construction, en plus d'influencer les coûts, est également un argument prépondérant lorsqu'il s'agit de rénover ou de reconstruire entièrement un ouvrage existant. En effet, les perturbations de trafic, voire la fermeture totale de l'ouvrage, engendrent des nuisances directes et indirectes considérables pour les usagers (perte de temps, allongement des distances à parcourir, ralentissement de l'activité économique d'une région, etc.), ainsi que des nuisances environnementales. Il est donc important de chercher à réduire le temps d'intervention sur les ouvrages existants pour limiter les nuisances.

Or, la dalle de roulement, ou parfois toute la superstructure, d'un grand nombre de ponts construits durant les quarante dernières années est fortement dégradée sous l'effet combiné des sels de déverglaçage et des fissures dues aux actions physiques et chimiques. Par conséquent, le nombre de rénovations et de remplacements d'ouvrages va augmenter dans les années à venir. De nombreux travaux d'élargissement du tablier ou de renforcements pour s'adapter à des charges de trafic plus élevées vont également être entrepris.

La vitesse de construction va donc devenir un argument de plus en plus important dans le choix des matériaux et des techniques de construction, puisqu'un choix judicieux de ceux-ci permet de réduire

considérablement la durée des travaux, et par là même les coûts et les nuisances liés au chantier [Collin 1999]. Il est donc important de considérer avec attention ces deux aspects.

L'utilisation de la préfabrication permet de diminuer le temps de construction [Tadros 1998], en particulier pour les ponts de petite et moyenne portée [Lebet 2006]. De plus, la préfabrication permet de construire des ouvrages de qualité car une grande partie du travail - coffrage, bétonnage, cure, soudage, peinture - est réalisé en atelier, où les conditions atmosphériques sont contrôlées et dans des conditions de travail plus confortables que sur le chantier. Enfin, la préfabrication permet de limiter les effets du retrait thermique et hydrique au jeune âge du béton, donc de limiter la fissuration de la dalle, néfaste à sa durabilité.

Une étude bibliographique détaillée des différentes pratiques en matière de préfabrication dans la construction de ponts mixtes a été effectuée par Dauner [Dauner 2002]. Cette étude démontre que les ponts mixtes acier - béton sont bien adaptés à la préfabrication. En effet, la structure métallique peut être très largement fabriquée en atelier et transportée sur le chantier en éléments de grandes dimensions qui y seront assemblés par soudage. La dalle en béton peut également être préfabriquée en éléments de 2 à 3 mètres de longueur. Une fois la structure en acier mise en place, les éléments en béton peuvent y être déposés, puis précontraints entre eux. La préfabrication presque complète des ponts mixtes acier - béton est donc possible et peut s'avérer économiquement intéressante.

Toutefois, la liaison de la dalle en béton avec la structure en acier pose certains problèmes actuellement imparfaitement résolus. Les solutions mises en œuvre aujourd'hui ne sont que des adaptations des solutions utilisées pour les dalles coulées en place: au lieu de disposer les goudjons régulièrement le long de l'axe de la poutre, ils sont placés en groupes qui viennent se loger dans des évidements de la dalle en béton, nommés «poches» ou «fenêtres» (figure 1.2). Ces poches sont bétonnées après mise en précontrainte de la dalle pour créer une structure monolithique. Ce système, avantageux pour la mise en précontrainte longitudinale de la dalle uniquement, présente les principaux désavantages suivants:

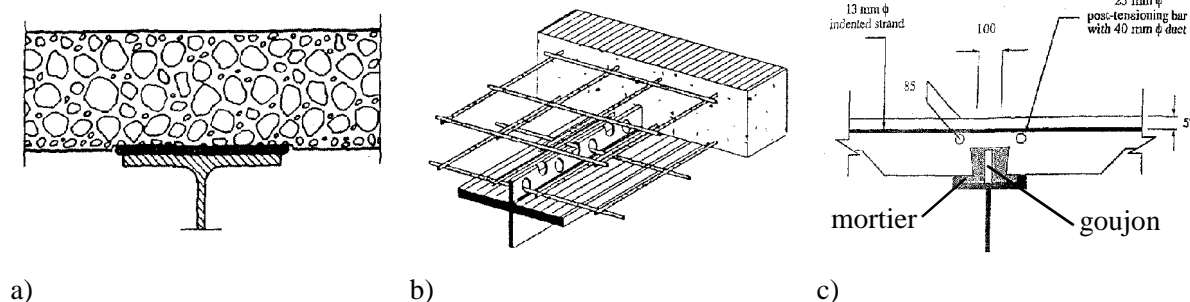
- Des fissures dues au bétonnage en deux étapes (les dalles préfabriquées d'abord, les poches ensuite) apparaissent dans les angles des poches à cause des concentrations de contraintes qui s'y produisent et le long des côtés des poches à cause du retrait différent entre ces deux matériaux.
- Si le bétonnage des poches de goudjons se fait après la mise en précontrainte, celle-ci est peu efficace entre les poches de goudjons [Shim 2003], qui sont pourtant les zones les plus menacées par l'apparition des fissures. Si le bétonnage des poches se fait avant la mise en précontrainte, celle-ci s'applique sur la section mixte et non sur la dalle uniquement, ce qui nécessite d'utiliser plus de câbles pour produire la même contrainte de compression dans la dalle.
- La mise en œuvre est relativement lente, en particulier si le nombre de poches est élevé.



**Figure 1.2 - Connexion de la dalle préfabriquée à l'aide de groupes de goudjons**

Pour ces différentes raisons, de nouveaux systèmes pour connecter la dalle en béton aux poutres métalliques doivent être développés. Plusieurs recherches récentes [Kulka 1991, Hino 2000, Schmitt 2004] ont permis de proposer des systèmes complets de ponts mixtes préfabriqués avec en particulier des solutions novatrices pour la **connexion** acier - béton. Toutefois, ces méthodes requièrent pour la plupart des détails de construction compliqués et délicats à mettre en œuvre et aucune ne résout complètement les problèmes soulevés par la construction avec les poches de goujons. Certaines idées prometteuses peuvent toutefois être relevées:

- L'utilisation de colle ou de mortier à base d'époxy [Burkhardt 1975, Hänsch 1993] permet la création très simple d'une liaison rigide et résistante sans détails constructifs complexes (figure 1.3 a)).
- L'utilisation de connecteurs linéaires [Leonhardt 1987, Studnicka 2000, Poot 2001, Takami 2005] à la place des goujons à tête (figure 1.3 b)) permet de mieux répartir l'introduction des efforts dans la dalle et de limiter les concentrations de contraintes qui provoquent la fissuration.
- La création d'une nervure longitudinale (figure 1.3 c)) dans la face inférieure de la dalle [Yamane 1998] dans laquelle se logent les **connecteurs** et qui est remplie de coulis, de mortier ou de béton après précontrainte longitudinale de la dalle permet de précontraindre efficacement la dalle et de limiter les problèmes de fissuration sur la face supérieure de la dalle.



**Figure 1.3** - Idées prometteuses pour la connexion de dalles préfabriquées avec les poutres en acier, a) mortier à base d'époxy [Burkhardt 1975], b) connecteur linéaire [Studnicka 2000], c) nervure longitudinale [Yamane 1998]

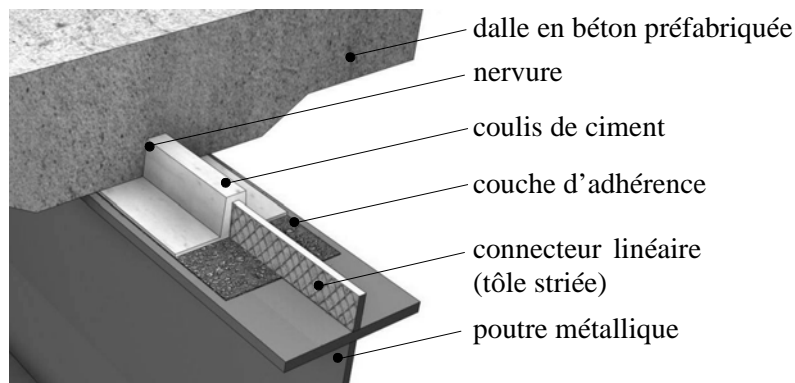
La présente étude s'inscrit dans ce contexte et vise à contribuer au développement de solutions pour la connexion acier - béton permettant la construction économique et rapide de nouveaux ouvrages ainsi que le remplacement de la dalle d'un pont existant, voire de l'ouvrage complet. Les connexions par adhérence, présentées au paragraphe 1.1.2, constituent une solution *a priori* intéressante à cette question. Une étude détaillée sur l'adéquation de ce type de connexion doit être effectuée, en particulier en définissant de façon précise les exigences auxquelles la connexion acier - béton doit répondre.

### 1.1.2 Connexions par adhérence

Le terme **connexion par adhérence** désigne une connexion dont la résistance n'est pas due à la compression du béton contre un connecteur ponctuel mais est due au cisaillement le long d'une ou de plusieurs **interfaces** entre la dalle en béton et la poutre en acier. L'idée de la solution étudiée dans ce travail est attribuée à Dauner [Dauner 2002]. Ce type de connexion a été développé en recherchant la simplicité, tant pour le choix des matériaux que celui de la méthode de montage ou encore des détails de construction.

Un exemple de connexion par adhérence est illustré à la figure 1.4. Elle concrétise les différentes idées illustrées à la figure 1.3. Une dalle préfabriquée pourvue d'une nervure longitudinale dans sa face inférieure est posée sur les poutres en acier. Ces poutres sont munies, sur l'aile supérieure, d'un connecteur linéaire dont la surface est bosselée ou rugueuse, par exemple une tôle striée. La surface supérieure de l'aile peut être couverte d'une couche d'accrochage, dite **couche d'adhérence**, pour augmenter la surface cisillée et par conséquent la résistance de la connexion. Les surfaces de la dalle en

béton en contact avec le **coulis de ciment** sont rendues rugueuses par l'emploi d'un retardateur de prise (béton lavé), par hydrodémolition ou à l'aide d'un moyen mécanique. Après précontrainte des dalles préfabriquées, un coulis de ciment est injecté depuis une extrémité de l'ouvrage dans l'espace entre la dalle en béton et la poutre en acier pour réaliser la connexion.



**Figure 1.4 - Exemple de connexion par adhérence**

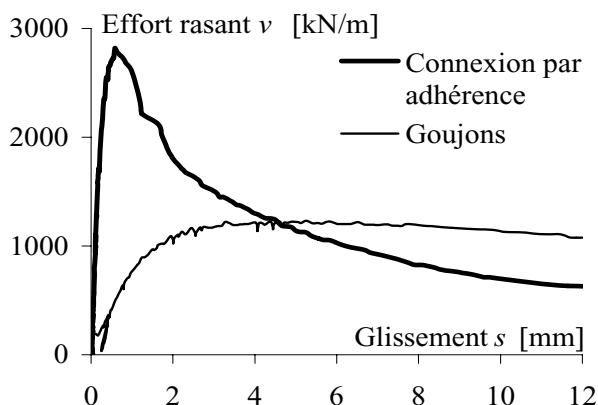
L'effort rasant  $v$  est d'abord transmis de la dalle en béton au coulis de ciment par cisaillement de l'interface béton - coulis de ciment. Cet effort est ensuite transmis du coulis de ciment à la poutre en acier par cisaillement des interfaces coulis de ciment - couche d'adhérence d'une part et coulis de ciment - tôle striée d'autre part.

Ces connexions possèdent les avantages et présentent les intérêts suivants:

- construction rapide,
- précontrainte efficace de la dalle et des joints transversaux, avant réalisation de la connexion
- pas de bétonnage sur le chantier mais uniquement des travaux d'injection (câbles de précontrainte et connexion),
- la dalle est homogène en surface grâce à l'absence de poches de goujons et aux joints transversaux collés: il n'y a par conséquent ni fissures de retrait dues à des bétons d'âges différents, ni fissures dues aux concentrations de contraintes qui existent dans les angles des poches de goujons,
- la fabrication de la partie «métallique» de la connexion est simple et automatisée (banc de soudure automatique) et la dalle en béton peut être préfabriquée en atelier.

Ces connexions ont été étudiées expérimentalement à l'ICOM - EPFL [Dauner 2005, Thomann 2005.1]. Les principales caractéristiques statiques de ces connexions par adhérence sont (figure 1.5):

- une très grande résistance statique à l'effort rasant  $v$  et une très grande rigidité dans les conditions d'essai par rapport aux connecteurs classiques (goujons, 9 goujons Ø22 par mètre),
- une faible ductilité dans les conditions d'essai, en particulier par rapport aux goujons.



**Figure 1.5 - Comportement statique des connexions par adhérence et des goujons**

## 1.2 ETAT DES CONNAISSANCES

L'état des connaissances dans le domaine des connexions par adhérence permet de définir les besoins de recherche et ainsi de préciser les objectifs du présent travail. Des références et des résultats plus précis seront utilisés plus loin dans la thèse. Seules les références servant à la définition des objectifs sont présentées ici.

L'étude des connexions par adhérence ainsi que des poutres mixtes avec de telles connexions se base entre autres sur des travaux déjà effectués dans les domaines suivants: comportement des interfaces cisillées, possibilités de connexions pour dalles préfabriquées et dimensionnement des ponts mixtes acier - béton, en particulier avec des connexions rigides et peu ductiles. L'état des connaissances dans ces trois domaines est présenté succinctement ci-dessous.

### 1.2.1 Interfaces cisillées

De nombreuses recherches ont été effectuées sur le comportement au cisaillement d'éléments métalliques noyés dans le béton, notamment dans le domaine des barres d'armatures. Ces recherches sont toutefois limitées à une géométrie spécifique (symétrie de révolution, bossages de l'armature particuliers) et au matériau béton. Quelques études, certes moins nombreuses, ont toutefois été réalisées sur le comportement des interfaces planes cisillées entre une plaque en acier et un matériau cimentaire.

Pilny cité par Beck [Beck 1972] puis Roik [Roik 1978] ont étudié le frottement entre une **plaque d'acier nu et un bloc en béton préfabriqué**. Plus récemment, Mangerig [Mangerig 2002] a conduit une série d'essais avec des blocs de béton coulés en place sur une plaque d'acier nu. Cependant, aucune étude sur le frottement entre l'acier nu et un coulis de ciment coulé en place n'a pu être trouvée.

Les études sur la résistance d'une interface entre une **plaque d'acier striée et le béton** remontent à la fin des années nonante, bien que l'idée d'utiliser ce genre de plaques pour augmenter la résistance au frottement soit plus ancienne. Kitoh [Kitoh 1996] a étudié la résistance d'une interface cisillée entre une plaque d'acier munie de stries perpendiculaires à la direction de cisaillement (*ribbed plates*, figure 1.6 a)) et le béton. Sonoda [Sonoda 2000] a réalisé le même genre d'études avec des plaques munies de stries obliques discontinues, nommées *checkered plates* (figure 1.6 b)). Ces études sont entièrement expérimentales et ne proposent pas de modèle théorique pour expliquer le comportement des interfaces.

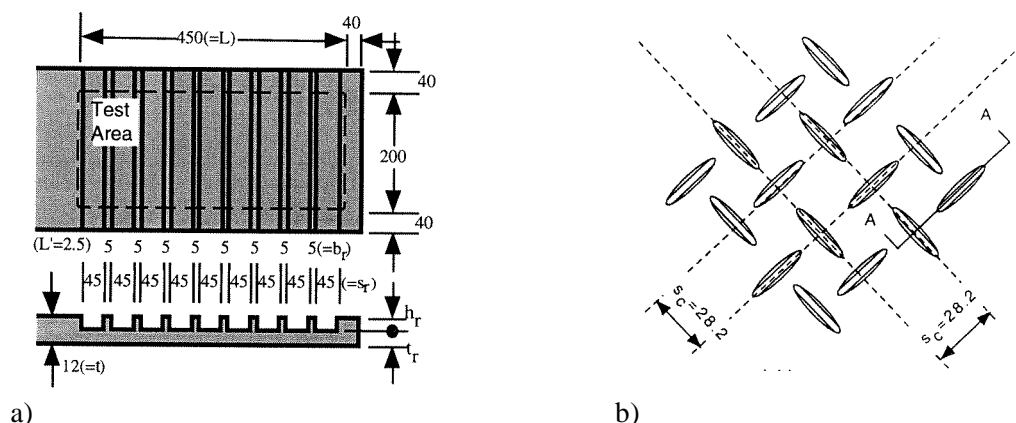


Figure 1.6 - Tôles striées, a) *ribbed plates* [Kitoh 1996], b) *checkered plates* [Sonoda 2000]

Plusieurs chercheurs ont développé des relations permettant de calculer la résistance au cisaillement  $\tau_{\max}$  pour des applications à des éléments de structure particuliers. Leskelä [Leskelä 1998] a utilisé une tôle striée (*checkered plate*) comme coffrage perdu d'une poutre mixte. Matsumura [Matsumura 1990] a imaginé, pour réaliser des poteaux mixtes, d'utiliser des tubes rectangulaires creux RHS dont la surface est pourvue de stries (*checkered plate*) pour améliorer l'effet mixte avec le béton coulé dans le tube.

Uenaka [Uenaka 1998] a utilisé une tôle striée comme armature inférieure d'une poutre mixte acier - béton. Comme dans le cas des barres d'armature, les études se réfèrent à une géométrie particulière et ne la considèrent pas comme un paramètre de l'étude.

De très nombreuses études se sont portées sur le comportement et la résistance des interfaces **béton - béton**. Parmi les plus significatives, citons [Walraven 1987, Tassios 1987, Loov 1994, Ali 1999]. Aucune de ces études ne considère toutefois une interface **béton - coulis de ciment**. La différence fondamentale entre ces deux interfaces est que l'interface avec coulis de ciment ne peut pas développer le mécanisme de résistance connu sous le nom d'*aggregate interlock*, soit l'engrenage des granulats de part et d'autre de l'interface.

L'utilisation de **mortiers à base d'époxy** pour lier le béton à l'acier a été expérimentée dès la fin des années soixante en Allemagne de l'Est [Hänsch 1968]. De nombreux essais de type *push-out* ont été réalisés pour mieux appréhender le comportement de cette interface. Un tel collage ne peut toutefois pas être employé si les dalles doivent être efficacement précontraintes car la mise en précontrainte ne peut se faire qu'après collage, soit sur la section mixte et non sur la dalle en béton uniquement.

Pour remédier à cela et pour améliorer la résistance de l'interface, Kriegh [Kriegh 1963] a imaginé de coller des agrégats de petit diamètre sur une couche de colle époxy fraîche. Une fois la colle durcie, le **béton est coulé directement sur les agrégats collés**, ce qui a pour conséquence d'augmenter la rugosité de l'interface avec le béton. Cet procédé de collage des agrégats, nommé couche d'adhérence, présente toutefois le désavantage de ne pas être compatible directement avec l'utilisation de dalles préfabriquées, mais est utilisable avec un mortier ou un coulis de ciment injecté entre la couche d'adhérence et la dalle en béton préfabriquée. Il n'existe pas à notre connaissance d'étude spécifique sur la résistance au cisaillement des couches d'adhérence.

Les recherches sur le comportement des interfaces cisailées se sont donc essentiellement portées sur les interfaces avec le béton. Peu d'études ont considéré la géométrie de l'interface comme un paramètre. Au contraire, la majorité des investigations ont porté sur une géométrie et des matériaux particuliers. Une connaissance plus globale du comportement des interfaces cisailées qui prenne en compte explicitement la géométrie et les matériaux (acier, béton, coulis de ciment et couche d'adhérence), fait donc toujours défaut.

## 1.2.2 Connexions pour dalles préfabriquées

### *Utilisation d'une nervure longitudinale dans la dalle*

Des dalles préfabriquées pourvues d'une rainure longitudinale dans leur face inférieure (figure 1.3 c)) ont été utilisées pour développer divers systèmes de connexion. La plupart emploient des goujons à tête. Parmi les recherches les plus intéressantes utilisant de tels systèmes, citons [Yamane 1998, Hino 2000, Shim 2001].

### **Connexions linéaires**

Les connexions linéaires (figure 1.3 b)) permettent de lier la poutre en acier à la dalle en béton de manière continue. Au contraire des goujons à tête, qui constituent autant de singularités et de forces ponctuelles, les connexions linéaires transmettent l'effort rasant en minimisant les concentrations de contraintes. Leonhardt [Leonhardt 1987] a proposé la première connexion linéaire sous le nom de *Perfobond*. Il s'agit d'une tôle en acier perforée et soudée sur l'aile supérieure de la poutre, dans le prolongement de l'âme. L'armature transversale qui passe dans les trous permet de développer un mécanisme de bielles tendues et comprimées. Ces connexions ne peuvent toutefois pas être utilisées avec une dalle préfabriquée puisque la résistance est procurée par le passage du béton dans les trous de la tôle ainsi que par l'ancrage de l'armature transversale dans la dalle. Plusieurs variantes au *Perfobond* ont été proposées [Studnicka 2000], mais elles présentent les mêmes incompatibilités avec la mise en œuvre d'une dalle préfabriquée. Poot [Poot 2001] a étudié une telle connexion sans armature transversale et



logée dans une nervure longitudinale de la dalle avec des résultats intéressants du point de vue de la ductilité et de la résistance. Le processus d'assemblage ne permet toutefois pas une construction rapide.

### **Connexions par adhérence**

L'idée de réaliser la connexion dans une poutre mixte en utilisant le frottement ou l'adhérence entre l'acier et le béton n'est pas récente. Adekola [Adekola 1968] mentionne déjà la possibilité de réaliser des poutres en acier enrobées de béton en utilisant comme seule connexion l'adhésion chimique entre l'acier et le béton. Cette pratique est toutefois rendue peu fiable car le simple effet du retrait peut entraîner la rupture, fragile, de l'adhésion chimique.

Pour améliorer l'adhésion entre l'acier et le béton, certains chercheurs ont proposé d'utiliser des mortiers à base d'époxy dans l'interface acier - béton (figure 1.3 c)). La faisabilité et la durabilité de ce type de connexion a été démontrée par la construction de nombreux ponts d'importance secondaire avec des portées jusqu'à 50 m [Hänsch 1993]. Aucune dégradation n'a été observée jusqu'à aujourd'hui [Dauner 2005]. Des recherches plus récentes ont été effectuées en France [Bouazaoui 2004] avec des dalles préfabriquées et collées à l'aide d'une résine époxy sur les poutres en acier. Une solution industrielle entièrement préfabriquée liant la poutre en acier à la dalle en béton à l'aide d'une couche d'adhérence sur le haut de l'âme d'une poutre sans aile supérieure est également proposée sur le marché [Rostruclab]. Aucune base scientifique n'a pu être trouvée pour justifier les résistances avancées par ce fabricant.

Pour augmenter le frottement, Beck [Beck 1972] a proposé de précontraindre verticalement la dalle préfabriquée sur l'aile supérieure des poutres en acier à l'aide de boulons HR. Ce système permet de tenir compte du frottement naturel entre les deux matériaux, dont l'intensité est proportionnelle à la contrainte de compression à l'interface, conformément à la loi de Coulomb. Si la précontrainte est suffisante, les goujons peuvent être complètement abandonnés.

Chapman [Chapman 1968] et, semble-t-il de manière indépendante, Janss et Piraprez [Janss 1975] ont proposé d'utiliser une tôle d'acier pourvue de stries qui améliorent la résistance au frottement et qui possède une résistance au cisaillement en absence de compression grâce à la rugosité de l'interface acier - béton. Leurs études sont uniquement expérimentales et visent plutôt à réduire le nombre de goujons qu'à les supprimer complètement. Ces recherches n'ont pas abouti à des propositions concrètes pour le dimensionnement. Dans une étude récente, Takami [Takami 2005] propose de réaliser une connexion par frottement amélioré par la présence de courtes barres soudées sur la surface d'acier transversalement à la direction du cisaillement. Les solutions imaginées ne permettent pas l'emploi de dalles préfabriquées, à moins d'injecter un mortier ou un coulis de ciment entre la tôle striée et la dalle en béton.

Dauner [Dauner 2005] a étudié le comportement de connexions par adhérence telles qu'illustrées à la figure 1.4 sur la base d'essais *push-out* essentiellement. Ces essais ont été effectués sur une géométrie particulière et en observant l'effet de quelques paramètres. Ils ne fournissent toutefois pas de résultats quant au comportement d'une poutre mixte acier - béton avec une connexion par adhérence.

Une meilleure connaissance des connexions par adhérence pour les dalles préfabriquées est donc nécessaire:

- premièrement pour comprendre l'influence et l'importance des divers paramètres (géométrie, forme, charges extérieures, résistance par frottement des surfaces, effet de confinement) régissant le comportement (résistance, ductilité, mode et surface de rupture) de telles connexions afin d'en définir la meilleure conception,
- deuxièmement pour élaborer un modèle de calcul de ces liaisons afin de permettre leur dimensionnement dans les cas d'utilisation pratique.

### 1.2.3 Dimensionnement des ponts mixtes acier - béton

Le dimensionnement des ponts mixtes acier - béton est habituellement effectué à l'aide d'un calcul élastique des efforts intérieurs. La résistance en section est calculée élastiquement sur appui et plastiquement en travée si certaines conditions sont satisfaites [Lääne 2003]. Ces limitations sur la méthode de calcul sont dues à l'élancement généralement important des poutres en acier, dont l'état limite ultime est conditionné par des phénomènes d'instabilités qui empêchent la formation de rotules plastiques, en particulier sur appui, ainsi que la redistribution des efforts intérieurs.

Pour les ponts, une connexion totale est normalement requise. La connexion à l'aide de goujons est admise infiniment rigide parfaitement plastique, ce qui permet un calcul plastique de la connexion puisque les efforts peuvent être redistribués entre les goujons. Les normes en vigueur [EC-4.1.1 2004, SIA-264 2003] prescrivent une capacité de déformation minimale de 6 mm pour effectuer un calcul plastique de la connexion.

Lorsque les connecteurs possèdent une ductilité inférieure à 6 mm, la ductilité de la connexion peut être insuffisante pour permettre à tous les connecteurs le long de l'axe de la poutre de résister simultanément, ou la connexion peut être le siège d'une rupture locale prématurée. Comme cette condition est nécessaire pour effectuer un calcul plastique classique, une faible ductilité peut avoir pour conséquence que seul un calcul élastique de la connexion est envisageable. Quelques rares études [Burnet 2001, Bärtschi 2005] abordent ce problème avec une approche scientifique et systématique. Burnet fait l'hypothèse d'un comportement rigide parfaitement plastique et calcule la ductilité requise en fonction des caractéristiques du système, en particulier lors de la formation d'une rotule plastique. Bärtschi tient explicitement compte de la courbe caractéristique effort rasant - glissement des connecteurs pour déterminer un degré de connexion partielle minimal. Sa méthode n'est toutefois pas applicable aux connecteurs très peu ductiles.

Un besoin de recherche évident existe donc pour définir quelles méthodes de dimensionnement des poutres mixtes sont applicables lorsque la connexion ne présente qu'une faible ductilité. Le mode de ruine ainsi que l'endroit où s'initie la rupture doivent être pris en compte dans cette étude. Bouazaoui [Bouazaoui 2004] et De Castro [De Castro 2005] ont abordé cette question dans l'optique des joints collés.

### 1.2.4 Synthèse des besoins de recherche

Le bref aperçu de l'état des connaissances dans les domaines du comportement des interfaces cisailées, des connexions pour les dalles préfabriquées et du dimensionnement des ponts mixtes acier - béton montre que les principaux besoins de recherches sont les suivants:

#### **Interfaces:**

- Etudier le comportement des interfaces avec un coulis de ciment plutôt que du béton.
- Proposer une méthode de calcul de la résistance qui tienne explicitement compte de la géométrie et des matériaux constituant les deux surfaces en contact.

#### **Connexions pour dalles préfabriquées:**

- Evaluer l'intérêt pratique des connexions par adhérence en comparant leurs caractéristiques aux exigences requises.
- Comprendre le comportement des connexions par adhérence et développer un modèle de calcul permettant de reproduire ce comportement et d'étudier l'influence des différents paramètres.

#### **Dimensionnement des ponts mixtes acier - béton:**

- Etudier le comportement des poutres mixtes avec connexion par adhérence.
- Proposer une méthode de dimensionnement pour les poutres mixtes avec des connexions peu ductiles.

Cette thèse propose de répondre à ces questions pour contribuer au développement de solutions novatrices, prometteuses et économiques adaptées aux conditions modernes de construction des ponts.

### 1.3 OBJECTIFS DU TRAVAIL

Cette thèse est une étude de nouvelles connexions pour les ponts mixtes acier - béton dites *par adhérence*. Les objectifs de ce travail sont les suivants:

1. **Evaluer l'intérêt pratique** des connexions par adhérence en comparant leurs caractéristiques aux exigences requises.
2. **Comprendre le comportement** et le fonctionnement de ces connexions.
3. **Développer un modèle de calcul** permettant de prédire ce comportement et d'étudier l'influence de différents paramètres.
4. **Déterminer une méthode de dimensionnement pour les poutres mixtes** acier - béton avec connexion par adhérence.

Pour atteindre ces objectifs, les tâches suivantes doivent être accomplies:

- Evaluation de l'intérêt pratique des connexions par adhérence:
  - formuler les exigences auxquelles les connexions pour les ponts mixtes acier - béton avec dalle préfabriquée doivent répondre,
  - évaluer les caractéristiques des connexions par adhérence de manière qualitative ou quantitative.
- Compréhension du comportement des connexions par adhérence:
  - étudier expérimentalement le comportement de diverses connexions par adhérence,
  - identifier les caractéristiques du comportement de ces connexions (cinématique de déformation, surfaces de rupture, mode de rupture).
- Développement d'un modèle de calcul du comportement des connexions par adhérence:
  - étudier expérimentalement le comportement des interfaces simultanément cisailées et comprimées,
  - déterminer des lois de comportement pour ces interfaces,
  - développer un *modèle mécanique* de la connexion basé sur les lois de comportement des interfaces et tenant compte des conditions aux limites (charges, confinement),
  - valider le modèle mécanique sur la base des résultats expérimentaux (essais *push-out*),
  - effectuer une étude paramétrique pour identifier l'influence des différents paramètres et en déduire une méthode de calcul.
- Détermination d'une méthode de dimensionnement des poutres mixtes:
  - étudier expérimentalement le comportement de poutres mixtes avec une connexion par adhérence,
  - déterminer si certains modes de ruine doivent être évités étant donné les caractéristiques des connexions par adhérence,
  - en déduire une méthode de dimensionnement.

### 1.4 LIMITES DU TRAVAIL

La présente étude se limite aux conditions suivantes:

- Parmi les nombreuses connexions par adhérence qui peuvent être imaginées sur la base de la définition qui en est donnée au paragraphe 1.1.2, seules les connexions possédant les caractéristiques suivantes, en partie illustrées à la figure 1.4, sont considérées, soit:
  - un connecteur linéaire est soudé dans le prolongement de l'âme perpendiculairement à l'aile de la poutre,
  - la surface de ce connecteur est soit pourvue de stries en acier soit d'une couche d'adhérence,
  - la dalle en béton possède une rainure longitudinale qui épouse la forme du connecteur avec un espace d'environ 10 à 30 mm rempli de coulis de ciment,
  - une surface résistante peut éventuellement être disposée sur l'aile supérieure de la poutre, comme par exemple une couche d'adhérence ou des stries en acier.
- La connexion est mise en œuvre dans des ponts mixtes acier - béton avec des poutres à âmes pleines ou laminées et une dalle préfabriquée.
- Ces ponts ont une ou plusieurs travées dont la portée est comprise entre 30 et 120 m.
- Dans certains cas, les réflexions sont basées essentiellement sur des hypothèses se rapportant aux ponts-routes bipoutres.

## 1.5 ORGANISATION DE LA THÈSE

La thèse est divisée en huit chapitres. La figure 1.7 illustre schématiquement l'organisation des chapitres.

Le **chapitre 2** contient la définition et la détermination des exigences à respecter pour les connexions de poutres mixtes acier - béton. Certaines exigences sont de nature quantitative - rigidité, résistance à la fatigue et ultime, ductilité - alors que d'autres sont décrites de manière qualitative - durabilité, exigences au sujet de la mise en œuvre. Ces exigences sont nécessaires pour évaluer l'intérêt des connexions étudiées dans cette thèse. La comparaison entre les exigences requises et les caractéristiques réelles est réalisée dans le chapitre 7.

Le programme expérimental ainsi que les résultats et observations nécessaires aux développements ultérieurs sont décrits dans le **chapitre 3**. Les essais effectués sont de quatre types: essais de cisaillement direct, essais *push-out*, essais d'arrachement et essais sur des poutres mixtes. Ces essais permettent par la suite pour les uns de calibrer et pour les autres de valider les modèles théoriques proposés.

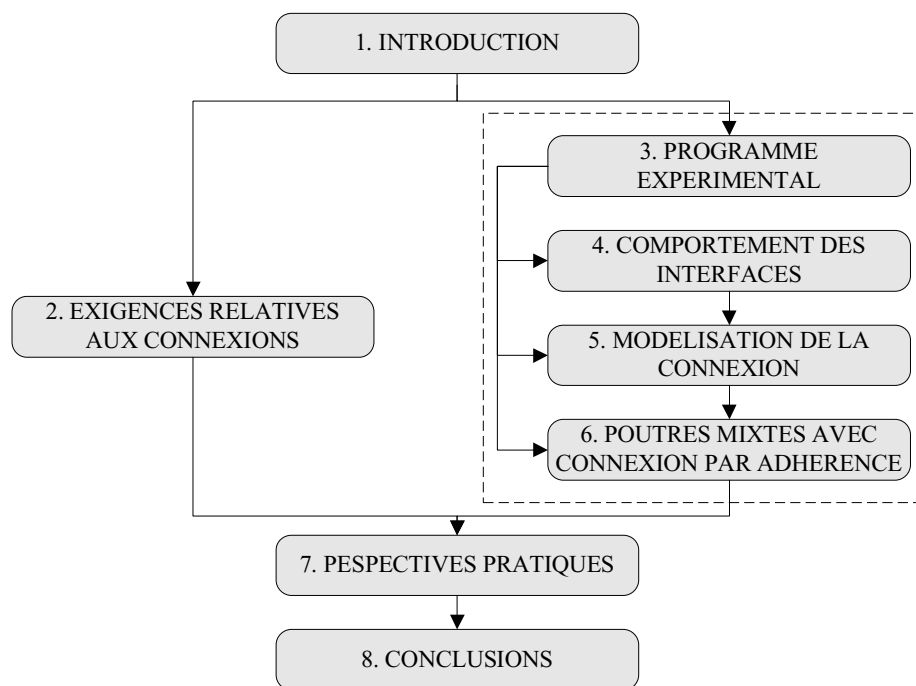
Le **chapitre 4** décrit dans une première partie le comportement des interfaces simultanément cisailées et comprimées. Des lois de comportements sont proposées qui décrivent les relations entre les variables suivantes: glissement dans l'interface, écartement dans l'interface, contrainte de cisaillement et contrainte normale. Dans une seconde partie, l'influence de conditions aux limites quelconques, et en particulier d'un confinement, est étudiée. Une méthode incrémentale de calcul des variables est proposée. Cette méthode est utile pour appréhender le comportement des connexions par adhérence au chapitre 5.

Une explication détaillée du comportement mécanique des connexions par adhérence est présentée en début de **chapitre 5**. Sur cette base, un modèle mécanique utilisant les lois de comportement des interfaces déterminées au chapitre 4 est présenté puis validé à l'aide des résultats d'essais. Une étude de sensibilité est effectuée, ainsi qu'une étude paramétrique qui permet de justifier une méthode de calcul simplifiée pour dimensionner les connexions par adhérence.

Le **chapitre 6** décrit les méthodes de calcul utilisables pour dimensionner des poutres mixtes acier - béton. Ces méthodes tiennent compte des caractéristiques des connexions par adhérence. La ductilité limitée de ces connexions impose en effet certaines restrictions, en particulier sur le calcul plastique.

Le **chapitre 7** présente différents aspects pratiques liés à la conception, au dimensionnement et à la mise en œuvre des connexions par adhérence. Une comparaison entre les exigences exprimées au chapitre 2 et les caractéristiques des connexions par adhérence est d'abord réalisée. Une synthèse de la méthode de calcul permettant de déterminer la résistance des connexions par adhérence ainsi que des méthodes de calcul utilisables pour dimensionner les poutres mixtes avec de telles connexions est effectuée. Enfin, des recommandations pour la conception des connexions par adhérence ainsi que quelques indications relatives à la technique d'exécution sont émises.

Le **chapitre 8** contient les résultats principaux ainsi que les conclusions de la thèse. Enfin, les besoins de recherche future sont présentés.



**Figure 1.7 - Organisation de la thèse**



## 2 EXIGENCES RELATIVES AUX CONNEXIONS

### 2.1 INTRODUCTION

Les connexions des ponts mixtes acier - béton doivent répondre à certaines *exigences* pour assurer la sécurité et l'aptitude au service de l'ouvrage. Le respect, sans marge superflue, de ces exigences permet une réalisation «[...] *économique, robuste et durable*» selon les termes de l'article 2.3.1 de la norme SIA 260 [SIA-260 2003]. Le but de ce chapitre est de déterminer ces exigences. Pour ce faire, il est nécessaire de définir dans un premier temps les *critères* correspondant. Le tableau 2.1 contient la liste des critères retenus dans cette étude. Ces critères sont valables pour tout type de connexion de pont mixte acier - béton.

**Tableau 2.1** - Critères pour les connexions des ponts mixtes et organisation du chapitre

| Critère   | Section / paragraphe | Remarque   |
|---|----------------------|--|
| Résistance à l'effort rasant (résistance ultime)                  | § 2.2.1              | Calcul élastique et plastique des efforts intérieurs         |
| Résistance à l'effort rasant (résistance à la fatigue)            | § 2.2.2              |  |
| Résistance à l'effort rasant (résistance sous charges de service) | § 2.2.3              | Eviter les glissements irréversibles sous charges de service |
| Résistance à la traction  | sect. 2.3            |  |
| Rigidité  | sect. 2.4            | Permet de valider l'hypothèse de l'interaction complète      |
| Ductilité et capacité de déformation                              | sect. 2.5            |  |
| Durabilité  | sect. 2.6            |  |
| Exécution   | sect. 2.7            |  |
| Economie  | sect. 2.8            |  |

Chaque critère s'exprime par une exigence à satisfaire (*valeur requise*). Cette exigence est comparée à une *valeur disponible*, c'est-à-dire pouvant être atteinte, pour le cas particulier de l'ouvrage et de la connexion considérée. Par exemple, le critère «résistance à l'effort rasant» est exprimé par l'exigence  $v_{Ed}\gamma_v \leq v_{Rk}$ , où  $v_{Ed}$  représente la valeur de calcul de l'effort rasant dans la connexion,  $\gamma_v$  le facteur de résistance pour la connexion et  $v_{Rk}$  la valeur caractéristique de la résistance à l'effort rasant de la connexion. Dans ce chapitre et pour l'exemple considéré, la valeur minimale de  $v_{Rk}$ , soit  $v_{Ed}\gamma_v$ , que l'on qualifie d'exigence à satisfaire, doit être évaluée.

La base de donnée des ponts mixtes de l'ICOM [Jaunin 1996] a été utilisée à chaque fois que les propriétés géométriques des ponts étaient requises pour le calcul. Douze ponts-routes mixtes bipoutres, dont onze ayant des portées comprises entre 32 à 57 mètres et un dont la portée vaut 128 mètres, ont été retenus pour cette étude car ils entrent dans les limites du travail définies à la section 1.4.

Chaque critère est étudié dans une section ou un paragraphe comme présenté dans le tableau 2.1. En fin de chapitre (sect. 2.9), un tableau récapitulatif synthétise les exigences à satisfaire pour les connexions des ponts mixtes acier - béton.

## 2.2 RÉSISTANCE À L'EFFORT RASANT

La connexion doit résister à un effort rasant agissant avec différentes intensités et différentes durées selon le critère considéré. Les différents critères considérés pour la résistance à l'effort rasant sont les suivants:

- Le critère de **sécurité structurale sous charges statiques** (résistance ultime). Il s'exprime par la condition:

$$\frac{v_{Rk}}{\gamma_v} \geq v_{Ed}, \text{ pouvant être écrit sous la forme } v_{Rk} \geq v_{Ed} \gamma_v \quad (2.1)$$

- $v_{Rk}$  : valeur caractéristique de la résistance à l'effort rasant de la connexion
- $v_{Ed}$  : valeur de calcul de l'effort rasant, déterminée avec des charges pondérées par des facteurs de charge
- $\gamma_v$  : facteur de résistance pour la connexion,  $\gamma_v = 1.25$  [SIA-264 2003]

- Le critère de **sécurité structurale sous charges de fatigue** (résistance à la fatigue). Il s'exprime par la condition suivante:

$$\Delta v_c \geq v_{E2} \gamma_{fat} = \lambda \cdot \Delta v(Q_{fat}) \gamma_{fat} \quad (2.2)$$

- $\Delta v_c$  : résistance à la fatigue de la connexion pour 2 millions de cycles de contraintes
- $v_{E2}$  : différence entre la valeur minimale et maximale de l'effort rasant équivalente à 2 millions de cycles
- $\gamma_{fat}$  : facteur de résistance pour la fatigue,  $\gamma_{fat} = 1.35$  pour la connexion acier - béton d'une poutre mixte [SIA-263 2003]
- $\lambda$  : facteur global de correction tenant compte du volume de trafic et de la durée d'utilisation
- $\Delta v(Q_{fat})$  : différence entre la valeur minimale et maximale de l'effort rasant dû aux charges de fatigue  $Q_{fat}$

- Le critère d'**aptitude au service**. Il s'exprime par la condition suivante:

$$C_d \geq v_{Ed} \quad (2.3)$$

- $C_d$  : limite de service
- $v_{Ed}$  : valeur de calcul de l'effort rasant, déterminée avec des charges au niveau de service

La détermination de la valeur de  $v_{Rk}$ ,  $\Delta v_c$  et  $C_d$  est abordée plus loin dans la thèse (chapitres 3 à 6). La détermination de  $v_d$  et  $v_{E2}$  se calcule selon les normes en vigueur, soit en Suisse selon les normes SIA 260 et suivantes. Les paragraphes ci-dessous présentent quelques estimations de la grandeur de  $\gamma_v$ ,  $v_d$ , de  $\gamma_{fat}$ ,  $v_{E2}$  et de  $v_d$  pour des ponts mixtes caractéristiques de ce type de construction en Suisse, ce qui permet d'en déduire la valeur requise de  $v_{Rk}$ , de  $\Delta v_c$  et de  $C_d$ .

L'effort rasant est l'effort principal sollicitant la connexion. La résistance requise à l'effort rasant se calcule généralement pour les ponts selon un calcul élastique des efforts intérieurs [SIA-264 2003]. Le cas du calcul plastique, qui peut sous certaines conditions être effectué en travée, est traité en fin de paragraphe 2.2.1.

L'équilibre des forces horizontales dans deux sections voisines permet de calculer l'effort rasant élastique  $v_{el}$  selon la relation (2.4) [Frey 1994]. Cette relation prend également en compte les effets dus à une différence de température  $\Delta T$  entre la poutre en acier et la dalle en béton. Notons qu'en cas d'utilisation de dalles préfabriquées, une partie importante du retrait se fait avant réalisation de la connexion. Si la préfabrication des dalles en béton est effectuée suffisamment à l'avance, le retrait peut même être totalement négligé, ce qui est admis ici. Il est intéressant de relever que le retrait produit des efforts aux extrémités de l'ouvrage dont le sens est opposé à celui des efforts produits par le trafic et



l'échauffement de la dalle. Par conséquent, négliger le retrait est conservateur pour estimer la valeur requise de la résistance à l'effort rasant.

$$v_{el} = \sum \frac{V_i S}{I_{bi} n_i} + v_{\Delta T} \quad (2.4)$$

- $V_i$  : effort tranchant dans une poutre mixte dû à une charge  $i$  agissant sur la section mixte  
 $S$  : moment statique de la dalle de largeur  $b_{eff}$  par rapport à l'axe neutre de la poutre mixte  
 $I_{bi}$  : inertie d'une poutre mixte, calculée avec le coefficient d'équivalence élastique  $n_i$   
 $n_i$  : coefficient d'équivalence élastique (varie en fonction de la durée d'application de la charge créant l'effort  $V_i$ )  
 $v_{\Delta T}$  : effort rasant dû à l'introduction dans la dalle de l'effort normal créé par une différence de température  $\Delta T$  sur la hauteur de la section

Les relations (2.5) et (2.6) [Lebet 2006.1] permettent de calculer l'effort rasant  $v_{\Delta T}$  agissant sur une longueur  $L = b_{eff}$  à partir de la culée dû à l'introduction de la force  $N_{\Delta T}$  et du moment  $M_{\Delta T}$  associé. Sur les appuis intermédiaires, le gradient de température ne produit pas d'effort rasant [Ducret 1997].

$$v_{\Delta T} = \frac{A_a}{b_{eff}} \left( \frac{N_{\Delta T}}{A_b} + \frac{M_{\Delta T}(z_b - z_a)}{I_b} \right) \quad (2.5)$$

$$N_{\Delta T} = \alpha_{th} \Delta T \cdot E_{c0} \cdot A_c \quad \text{et} \quad M_{\Delta T} = N_{\Delta T}(z_c - z_b) \quad (2.6)$$

- $A_a$  : aire de la section d'une poutre métallique  
 $A_c$  : aire de la section de la dalle en béton calculée avec la largeur efficace  $b_{eff}$   
 $A_b$  : aire équivalente de la section d'une poutre mixte,  $A_b = A_a + A_c/n_0$ , où  $n_0$  est le coefficient d'équivalence élastique de courte durée  
 $N_{\Delta T}$  : effort normal dans la section mixte dû à  $\Delta T$   
 $M_{\Delta T}$  : moment de flexion dans la section mixte dû à  $\Delta T$   
 $z_a$  : position du centre de gravité de la poutre métallique  
 $z_c$  : position du centre de gravité de la section en béton  
 $z_b$  : position du centre de gravité de la section mixte

La résistance requise va être déterminée dans les paragraphes qui suivent pour les trois critères définis ci-dessus: sécurité structurale sous charges statiques, sécurité structurale sous charges de fatigue et enfin aptitude au service.

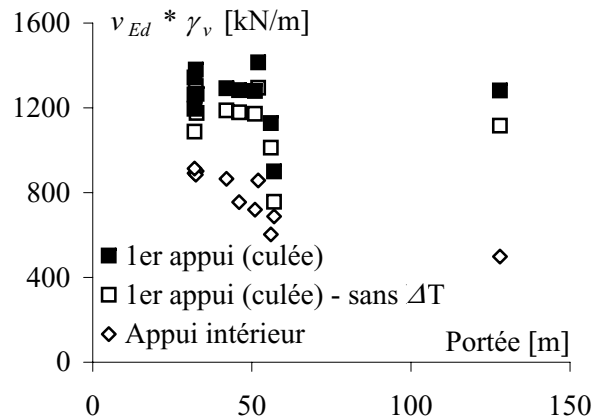
## 2.2.1 Résistance ultime

### Calcul élastique

La figure 2.1 illustre l'ordre de grandeur de la résistance caractéristique requise  $v_{Rk} = v_{Ed} \gamma_v$  pour un pont mixte de conception classique en Suisse en fonction de la portée pour l'**appui de rive** (culée) et un **appui intermédiaire**. Les hypothèses effectuées sont les suivantes:

- Calcul élastique de l'effort rasant selon l'équation (2.4).
- Ponts bipoutres, la largeur de la dalle est comprise entre 10 et 15 m.
- Les poutres sont continues sur plusieurs travées. La première travée a une portée égale à 70 % de la portée des travées intérieures.
- La ligne de répartition transversale des charges vaut 0.9 et 0.1 au droit des poutres maîtresses.
- Le pont est non-étayé durant le montage, ce qui signifie que la connexion n'est sollicitée que par les charges appliquées après réalisation de la connexion, soit:
  - les charges de trafic du modèle de charge 1 de la norme SIA 261 [SIA-261 2003], majorées par le facteur de charge pour action prépondérante  $\gamma_Q = 1.50$ ,

- un revêtement de 100 mm d'épaisseur et des bordures de 10 kN/m chacune, majorés par le facteur de charge pour poids propre  $\gamma_G = 1.35$ ,
  - une différence de température entre la dalle et les poutres métalliques de +12 °C, majorée par un facteur de charge pour action concomitante  $\Psi = 0.8$ .
- La section sur appui intérieur est considérée comme fissurée. L'effort rasant calculé avec cette section est multiplié, selon les conclusions de Gómez [Gómez 2000], par un facteur  $\eta_v = 1.02$  pour tenir compte des effets du *tension stiffening*.
- La section sur le premier appui (culée) est considérée comme non fissurée.



**Figure 2.1** - Résistance caractéristique à l'effort rasant requise  $v_{Rk} = v_{Ed} \gamma_v$  en fonction de la portée pour un calcul élastique de la connexion

La figure 2.1 montre que la résistance caractéristique requise est pratiquement indépendante de la portée au droit du premier appui et vaut au maximum 1450 kN/m. La résistance caractéristique requise au droit des appuis intermédiaires décroît avec la portée et est en tous les cas inférieure à la valeur au droit du premier appui. La part de la résistance due à l'effet de la température est d'environ 150 kN/m.

**En travée**, l'effort rasant *élastique* est inférieur à l'effort rasant sur le premier appui (culée) car l'effort tranchant y est inférieur. Dans le cas d'une connexion par adhérence, la résistance est constante le long de l'axe de la poutre. La sollicitation en travée n'est donc pas déterminante pour le dimensionnement.

De manière conservatrice l'exigence suivante peut être définie pour le calcul élastique de l'effort rasant:  $v_{Rk} > 1450$  kN/m. Cette exigence couvre toutes les sections (travée, appui de rive, appui intermédiaire) ainsi que les effets de la température.

### Calcul plastique

**Dans les zones d'appui**, les problèmes d'instabilité rendent le calcul plastique de la résistance en section impossible en l'état actuel des connaissances. Par conséquent, aucun calcul plastique de la connexion ne peut être admis.

**En travée**, la connexion peut être dimensionnée à l'aide d'un calcul *plastique* des efforts intérieurs si elle satisfait certains critères en matière de ductilité et de capacité de déformation (sect. 2.5). La connexion doit alors être à même de permettre le développement d'une rotule plastique, soit de transférer sur la longueur de cisaillement  $L_s$  un effort rasant égal au minimum entre l'effort normal plastique de la poutre en acier et celui de la dalle en béton.

$$v_{Rk} = \frac{\min\left(\frac{f_y A_a}{\gamma_a}; \frac{0.85 f_{ck} A_c}{\gamma_c}\right)}{L_s} \gamma_v \quad (2.7)$$

$f_y$  : limite d'élasticité de l'acier

- $f_{ck}$  : résistance caractéristique à la compression du béton, mesurée sur cylindre  
 $\gamma_a$  : facteur de résistance pour l'acier,  $\gamma_a = 1.05$   
 $\gamma_c$  : facteur de résistance pour le béton,  $\gamma_c = 1.50$   
 $L_s$  : longueur de cisaillement, soit la longueur entre le point de moment maximal et le point de moment nul; pour une poutre continue, il est admis que  $L_s = 0.35 L$  pour le cas de charge produisant le moment maximal à mi-travée

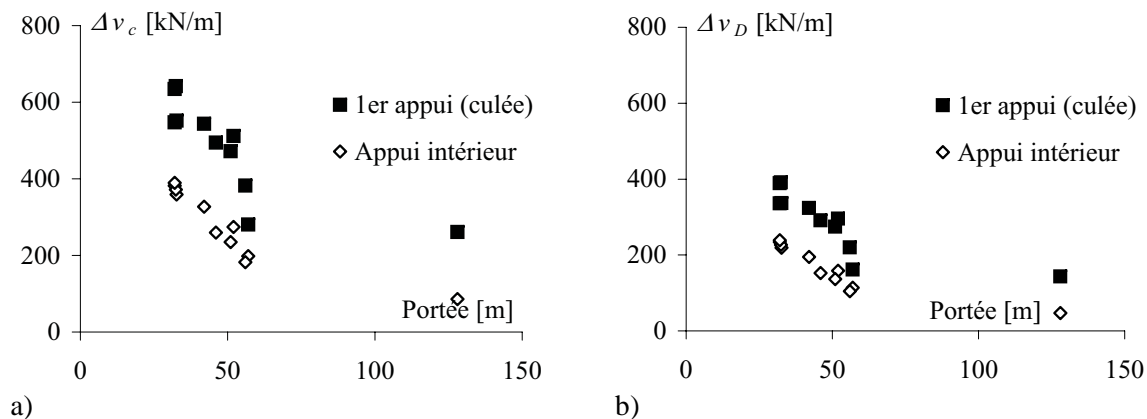
De manière conservatrice, l'exigence suivante peut être définie à l'aide l'équation (2.7) et de la base de donnée des ponts mixtes à  $v_{Rk} > 1600$  kN/m.

## 2.2.2 Résistance à la fatigue

Le calcul des efforts intérieurs pour la résistance requise à la fatigue est effectué élastiquement. La relation (2.4) est employée en ne considérant que la charge créant effectivement des sollicitations variables et répétées, conformément à la norme SIA 261 [SIA-261 2003]. La figure 2.2 illustre la grandeur des sollicitations de fatigue sur la connexion **dans les zones d'appui** en fonction de la portée pour des ponts mixtes bipoutres. Les valeurs de la figure 2.2 a) sont calculées pour un volume de trafic autoroutier. La durée d'utilisation est fixée conventionnellement à 70 ans. Le facteur de correction  $\lambda$  est déterminé pour chaque ouvrage en fonction de sa portée. Les valeurs de la figure 2.2 b) sont calculées sans facteur  $\lambda$ , soit pour un dimensionnement basé sur la limite de fatigue.

Le facteur de résistance vaut  $\gamma_{fat} = 1.35$  selon le tableau 10 de la norme SIA 263 [SIA-263 2003]. Il est intéressant de relever que l'EC-4.2 [EC-4.2 2005] prévoit un facteur de résistance partiel pour la vérification de la résistance à la fatigue de la connexion  $\gamma_{fat} = 1.0$ . Un facteur de correction  $\eta_{v,fat} = 1.05$  [Gómez 2000] permet de tenir compte des effets du *tension stiffening* sur les sollicitations de fatigue pour les appuis intermédiaires où le béton est considéré fissuré. Le béton est non fissuré au droit du premier appui.

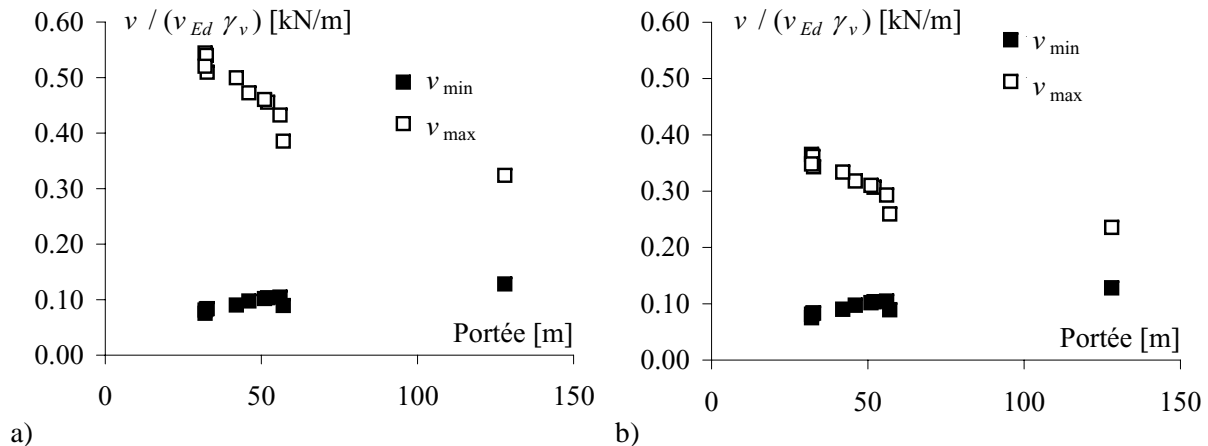
La résistance requise à la fatigue est d'autant plus faible que la portée est grande, ce qui est normal d'après la relation (2.4) car l'effort tranchant dû aux charges de fatigue et le moment statique de la dalle sont peu dépendants de la portée, alors que l'inertie des poutres augmente approximativement avec le carré de la portée. A 2 millions de cycles, sur le premier appui, une valeur de  $\Delta v_c > 650$  kN/m peut être fixée comme exigence pour les ponts de plus de 30 m de portée. Pour les appuis intermédiaires, cette exigence peut être fixée à  $\Delta v_c > 400$  kN/m. Pour la vérification à la limite de fatigue, l'exigence peut être fixée à  $\Delta v_D > 400$  kN/m au droit du premier appui et à  $\Delta v_D > 240$  kN/m au droit des appuis intermédiaires.



**Figure 2.2 - Résistance à la fatigue requise en fonction de la portée,**  
 a) à 2 millions de cycles  $\Delta v_c = \lambda \Delta v(Q_{fat}) \gamma_{fat}$ , b) à la limite de fatigue  $\Delta v_D = \Delta v(Q_{fat}) \gamma_{fat}$

**En travée**, ces valeurs sont plus faibles ou égales à celles déterminées au droit du premier appui.

La figure 2.3 illustre le rapport entre  $v_{\min}$  et  $v_{Ed} \gamma_v$  d'une part, et entre  $v_{\max}$  et  $v_{Ed} \gamma_v$  d'autre part et cela avec (figure 2.3 a)) et sans (figure 2.3 b)) facteur de correction  $\lambda$ .  $v_{\min}$  est l'effort rasant sous charges de longue durée sans facteur de charge ni de résistance.  $v_{\max}$  se calcule comme  $v_{\min} + \Delta v \gamma_{fat}$ . Il peut être observé sur cette figure que la sollicitation de fatigue correspondant à 2 millions de cycles est au maximum une variation de l'effort rasant entre environ 10 et 55 % de  $v_{Ed} \gamma_v$ , soit entre 150 et 800 kN/m lorsque  $v_{Ed} \gamma_v = 1450$  kN/m (figure 2.1). La sollicitation de fatigue correspondant à la vérification à la limite de fatigue est au maximum une variation de l'effort rasant entre environ 8 et 37 % de  $v_{Ed} \gamma_v$ , soit entre 130 et 530 kN/m. Ces valeurs permettent de définir les amplitudes des charges à appliquer pour les essais de fatigue.

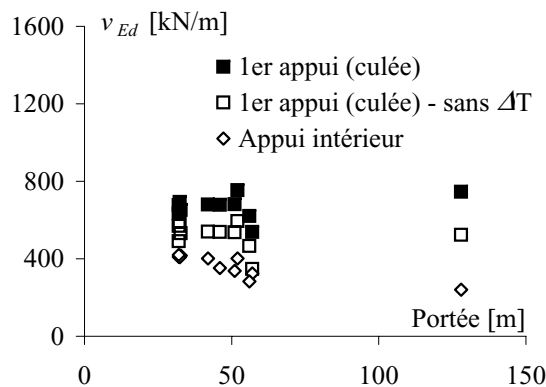


**Figure 2.3** - Sollicitations minimales et maximales sous charges de fatigue, a) à 2 millions de cycles, b) à la limite de fatigue

### 2.2.3 Résistance sous charges de service

La figure 2.4 illustre l'effort rasant dû aux charges de service pour la vérification du cas de charge rare (toutes les charges appliquées après réalisation de la connexion). Cet effort est inférieur à 700 kN/m pour le premier appui (culée) et inférieur à 450 kN/m pour les appuis intérieurs. Ces valeurs sont pratiquement indépendantes de la portée. Elles sont calculées avec des facteurs de charge  $\gamma_G = 1.0$  pour les charges permanentes,  $\Psi = 0.75$  pour le trafic et  $\Psi = 0.60$  pour le gradient de température.

Pour éviter les glissements irréversibles sous charges de service, il est nécessaire que la connexion reste dans le domaine élastique sous ce type de charges. Autrement dit, l'exigence en matière d'aptitude au service peut être exprimée par la condition  $v_{R,el} > 700$  kN/m.



**Figure 2.4** - Résistance requise sous charges totales de service

Comme illustré à la figure 2.5, l'effort rasant dû aux charges de service pour la vérification du cas de charge quasi-permanent (charges de longue durée appliquées après réalisation de la connexion) est inférieur à 150 kN/m pour le premier appui (culée) et inférieur à 120 kN/m pour les appuis intérieurs, soit environ 10 % de la résistance requise ( $v_{Rk} = 1450$  kN/m). Cette valeur permet de définir la charge à appliquer pour les essais de fluage ainsi qu'une borne inférieure pour les sollicitations de fatigue, soit:  $v_{R,long} > 150$  kN/m.

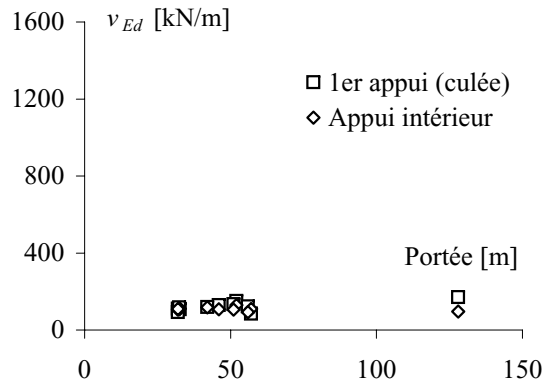


Figure 2.5 - Résistance requise sous charges de longue durée de service

## 2.3 RÉSISTANCE À LA TRACTION

### 2.3.1 Causes de la traction dans la connexion

La traction verticale  $t_{Ed}$  [kN/m] de la dalle par rapport à la poutre en acier est due aux causes suivantes:

- Transversalement, des charges excentrées peuvent créer une rotation de la dalle au droit des poutres maîtresses (figure 2.6 a)). Si cette rotation est limitée voire empêchée par la présence d'un raidisseur vertical et d'une entretoise comme illustré à la figure 2.6 b), un moment de flexion  $m_x$  est créé qui est transmis de la dalle à la poutre par compression sur le bord de l'aile et par traction  $t$  dans le connecteur (figure 2.6 c)). Cette rotation empêchée est la cause principale de traction sur le connecteur.
- Transversalement, des charges peuvent agir sur l'extrémité de la dalle où la ligne de répartition transversale possède des valeurs  $\eta$  négatives pour la poutre maîtresse opposée (figure 2.7). Cela indique une réaction d'appui de la dalle sur la poutre orientée vers le bas, donc à une traction  $t$  sur le connecteur.
- Longitudinalement, la courbure de la dalle et de la poutre peuvent être différentes sous l'effet de charges ponctuelles, à cause de rigidités flexionnelles différentes. Là où la courbure de la dalle est inférieure à celle de la poutre, une séparation locale et/ou des efforts locaux de traction peuvent se produire.

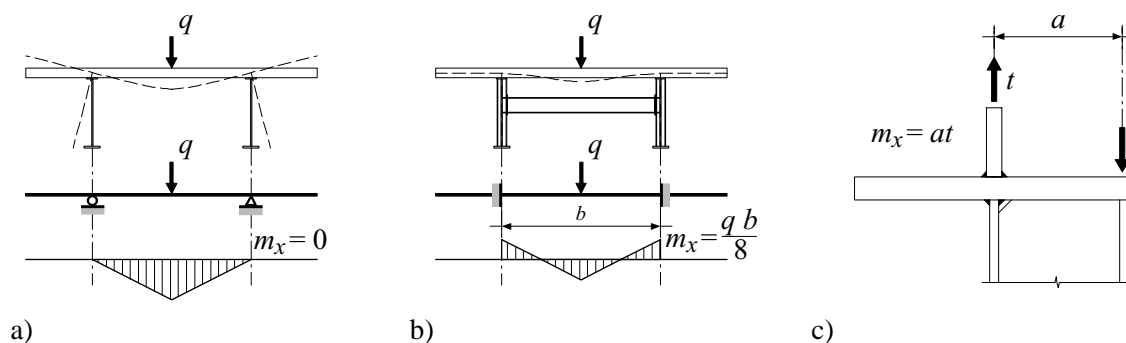
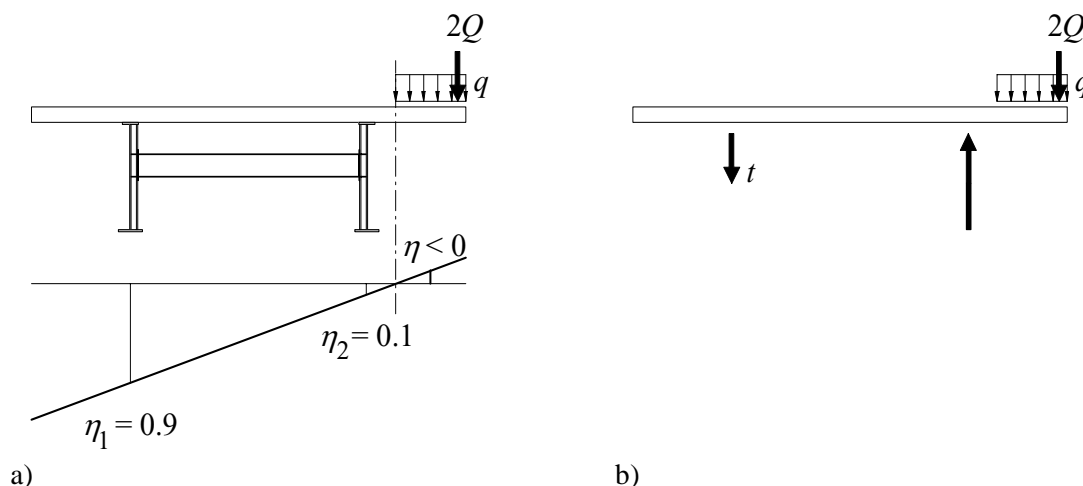


Figure 2.6 - Traction dans le connecteur due à une charge linéaire  $q$ , a) rotation libre de la dalle, b) rotation empêchée de la dalle, c) transmission du moment de flexion à la poutre de gauche



**Figure 2.7** - Traction dans le connecteur due au soulèvement empêché, a) disposition des charges et ligne de répartition transversale de la poutre de gauche, b) force de traction  $t$

### 2.3.2 Rotation empêchée de la dalle

La traction due à la rotation empêchée de la dalle a été étudiée par Saito [Saito 1999] et fait actuellement l'objet de recherches en France et en Suisse [Lebet 2005.1]. Bien que ces recherches aient été menées dans le cas d'une connexion par goudons, les résultats peuvent dans une large mesure être appliqués aux connexions par adhérence puisque la partie «connecteur» peut jouer le rôle d'ancrage vertical de manière similaire à une rangée de goudons.

Les mesures effectuées lors de cette étude montrent que les efforts dans la connexion sont d'autant plus faibles et d'autant mieux répartis le long de l'axe de la poutre que l'aile supérieure est libre de tourner autour de son axe longitudinal. La présence d'un raidisseur, ainsi que sa rigidité, influencent donc fortement les efforts dans la connexion. En l'absence de raidisseur, cette rotation n'est pas empêchée et la dalle se comporte comme une poutre simple avec deux porte-à-faux (figure 2.6 a)). L'effort de flexion  $m_x$ , et donc l'effort de traction  $t$ , peuvent alors être négligés. Il en va de même si la connexion ne possède aucune rigidité flexionnelle. En présence d'un raidisseur, la rotation est partiellement et localement empêchée. Elle l'est même presque totalement si le raidisseur est conçu comme illustré à la figure 2.6 b), soit comme montant d'une entretoise.

Les études de Saito et Lebet montrent qu'au droit d'une entretoise, la dalle s'appuie sur le bord de l'aile comme illustré à la figure 2.6 c) et les connecteurs sont soumis à des forces de traction localement très importantes. La quantification de ces efforts relève d'un travail délicat prenant en compte de nombreux paramètres puisque le moment d'encastrement dépend des rigidités relatives de la dalle, des raidisseurs et de l'entretoise. Un modèle numérique, dont la calibration sera effectuée à l'aide des résultats de Lebet, va être développé en France pour quantifier la traction dans le goudons, et cela dans le cadre du projet national MIKTI.

En l'absence de ces résultats, la traction  $t$  ne peut être estimée qu'à l'aide de modèles simples, qui ne fournissent qu'un ordre de grandeur conservateur de la force réelle. Ces calculs montrent qu'en considérant une dalle biencastrée dans les poutres maîtresses, chargée par le modèle de charge 1 de la norme SIA 261 [SIA-261 2003] et en admettant un bras de levier  $a$  (figure 2.6 c)) égal à la demi-largeur de l'aile, la résistance à la traction requise  $t_{Rk}$  peut atteindre 700 kN/m pour un entraxe des poutres maîtresses de 7.0 m. Cette valeur très élevée est probablement très conservatrice.

### 2.3.3 Soulèvement empêché de la dalle

La traction due au soulèvement empêché de la dalle peut être estimée à l'aide de la ligne de répartition transversale, comme illustré à la figure 2.7. Sous charges de trafic et au niveau de charge correspondant

à la vérification de la sécurité structurale, la force de soulèvement  $t_{Ed} \gamma_v$  vaut moins de 12 kN/m. Cette valeur est obtenue en considérant un angle de diffusion des charges ponctuelles de 45° depuis leur point d'application et le modèle de charge 1 de la norme SIA 261. L'effet de compression de la dalle sur la poutre dû aux charges réparties permanentes appliquées après réalisation de la connexion, soit le revêtement et les bordures, est dépendant de la largeur de l'ouvrage. En tenant compte d'un facteur de charge pour les charges permanentes  $\gamma_G = 0.8$ , la somme des efforts de compression dus aux charges permanentes et de soulèvement dus au trafic sur le porte-à-faux est alors toujours un effort de compression dont la valeur minimale vaut 8 kN/m. Cet effort est très faible par rapport à l'effort dû à la rotation empêchée de la dalle au droit des raidisseurs (§ 2.3.2).

### 2.3.4 Différence de courbure entre la dalle et la poutre en acier

L'effet de soulèvement dû aux courbures différentes de la dalle et de la poutre sous l'effet de charges ponctuelles est traité par Robinson [Robinson 1988]. Cet article contient peu d'informations permettant de calculer l'effort de soulèvement en fonction de la géométrie de la poutre mixte et des rigidités relatives entre dalle et poutre. Toutefois, les résultats présentés dans cet article permettent d'estimer approximativement l'effort de soulèvement correspondant aux charges ponctuelles à  $t_{Ed} \gamma_v = 50$  kN/m. Cet effort est également très faible en comparaison avec l'effort dû à la rotation empêchée de la dalle au droit des raidisseurs (§ 2.3.2).

### 2.3.5 Synthèse

La résistance requise au soulèvement au droit des sections où se trouvent les entretoises vaut ainsi approximativement  $t_{Ed} \gamma_v = 700 + 50 - 8 = 742$  kN/m pour un pont-route mixte sollicité par le modèle de charge 1 de la norme SIA 261, soit  $t_{Rk} > 750$  kN/m. En-dehors de ces sections, la résistance requise vaut environ  $t_{Ed} \gamma_v = 50 - 8 = 42$  kN/m, soit  $t_{Rk} > 50$  kN/m.

L'EC-4 [EC-4.1.1 2004], dans la partie 1-1 à l'article 6.6.1.1 (8), stipule que la connexion doit pouvoir résister à un effort de traction valant 10 % de sa résistance au cisaillement, auquel doit être ajouté l'effort dû à la présence de l'encastrement formé par les entretoises (art. 6.6.1.1 (13)). Avec la valeur  $v_{Rk} > 1450$  kN/m déterminée ci-dessus, l'exigence de l'EC-4 pour la résistance à l'effort de soulèvement est  $t_{Rk} > 145$  kN/m. L'estimation faite ici, soit  $t_{Rk} > 50$  kN/m, est donc moins exigeante que celle de l'EC-4.

## 2.4 RIGIDITÉ

Le calcul classique des poutres mixtes est effectué en admettant que la connexion est infiniment rigide, c'est-à-dire que l'interaction est complète entre la poutre en acier et la dalle en béton. Cette hypothèse permet de valider l'hypothèse de Bernoulli au sujet de la planéité des sections dans la poutre déformée et de considérer la section comme monolithique pour calculer son inertie. Il existe en réalité toutefois toujours un glissement dans la connexion. Par conséquent, la résistance et la rigidité de la poutre réelle sont inférieures à celles calculées avec la théorie classique des poutres mixtes. Si le glissement, donc la souplesse des connecteurs, est trop important, l'hypothèse d'une section monolithique ne peut plus être admise.

Il est donc nécessaire de définir la rigidité minimale de la connexion qui permet de considérer que la section est monolithique. Lebet [Lebet 1987] a effectué un tel calcul en interaction partielle et a montré qu'avec des goujons à tête de 22 mm de diamètre et une connexion totale dont la rigidité sécante à 80 % de la charge de rupture vaut environ  $k_{\text{equ},0.8} = 1700$  N/mm<sup>2</sup>, la diminution de la *résistance* due à l'interaction partielle est négligeable. Nie [Nie 2003] a effectué un calcul similaire et a montré que *l'inertie* réelle avec des goujons à tête vaut au minimum 94 % de l'inertie calculée avec une section monolithique pour une portée de 30 m et 97 % pour une portée de 40 m. Ces réductions de quelques pour-cent peuvent être considérées comme acceptables pour une vérification de l'aptitude au service.

En conclusion, si la connexion a une rigidité sécante à 80 % de la charge de rupture  $k_{\text{equ},0.8} > 1700 \text{ N/mm}^2$ , alors la réduction de la résistance et de la rigidité de la poutre mixte sont négligeables en pratique et la théorie classique du calcul des poutres mixtes peut être appliquée. Si la rigidité est inférieure, des études plus détaillées sont nécessaires.

A l'inverse, existe-il une borne supérieure en ce qui concerne la rigidité? Si la rigidité est infinie, la traction dans la dalle en béton et dans les armatures sur appui est maximale. Il serait donc préférable, sur appui, d'utiliser des connecteurs souples pour limiter la fissuration et les variations de contraintes dans les armatures dues au trafic (fatigue). Cette approche est retenue par Abe [Abe 2000]. Toutefois, cela a pour effet de concentrer le glissement à chaque zone de transition entre les connecteurs souples et les connecteurs rigides, et ainsi de déplacer les fissures de la zone de moment négatif maximal vers la zone de transition entre les deux types de connecteurs. Il ne paraît donc pas judicieux de chercher à limiter la rigidité des connecteurs sur appui. Aucune valeur maximale pour la rigidité n'est donc retenue. La limitation de la fissuration sur appui doit plutôt être réalisée à l'aide d'une précontrainte efficace et d'une armature passive suffisante [Muttoni 2003].

L'effet du **fluage** dans la connexion est négligé dans le calcul classique des contraintes et des flèches. Il peut toutefois être considéré de manière simplifiée par une diminution de la rigidité de la connexion, soit en la divisant, pour les charges de longue durée, par un coefficient de fluage  $\varphi$ . Ce coefficient sera déterminé expérimentalement (sect. 3.3). Il est défini comme suit:

$$\varphi = \frac{s_{\infty} - s_0}{s_0} \quad (2.8)$$

$s_{\infty}$  : glissement final sous charge constante, [mm]

$s_0$  : glissement élastique lors de la mise en charge, [mm]

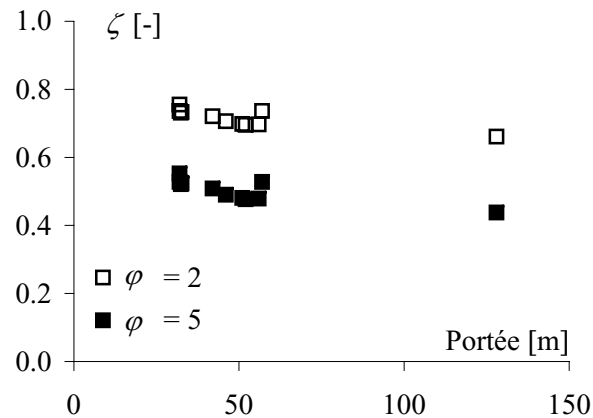
Une rigidité équivalente  $k_{\text{equ},0.8}$  peut alors être définie qui tient compte d'une rigidité réduite pour les charges de longue durée  $Q_{\text{long}}$  et d'une rigidité non réduite pour les charges de courte durée  $Q_{\text{court}}$ . La notation  $Q$  représente ici schématiquement la somme des charges réparties et ponctuelles. Ces charges produisent des efforts rasants  $v_{\text{long}}$  et  $v_{\text{court}}$ , ainsi que des glissements dans la connexion  $s_{\text{long}}$  et  $s_{\text{court}}$ .

$$k_{\text{equ},0.8} = \frac{v_{\text{long}} + v_{\text{court}}}{s_{\text{long}} + s_{\text{court}}} = \frac{v_{\text{long}} + v_{\text{court}}}{(1 + \varphi) \frac{v_{\text{long}}}{k_{0.8}} + \frac{v_{\text{court}}}{k_{0.8}}} = k_{0.8} \frac{v_{\text{long}} + v_{\text{court}}}{(1 + \varphi) v_{\text{long}} + v_{\text{court}}} = k_{0.8} \zeta \quad (2.9)$$

soit 
$$\zeta = \frac{v_{\text{long}} + v_{\text{court}}}{(1 + \varphi) v_{\text{long}} + v_{\text{court}}} \quad (2.10)$$

Le coefficient  $\zeta$  peut être calculé à l'aide des mêmes hypothèses que celles retenues pour établir les valeurs illustrées à la figure 2.1. La figure 2.8 illustre la valeur de ce coefficient en fonction de la portée, et cela pour deux valeurs du coefficient de fluage  $\varphi$  (extrapolations basées sur les résultats expérimentaux après une durée de charge de 60 jours, tableau 3.7):  $\varphi = 2$  et  $\varphi = 5$ . Le coefficient  $\zeta$  est d'autant plus faible que la portée est grande, ce qui traduit l'augmentation relative des charges de longue durée par rapport aux charges de trafic avec la portée.  $\zeta$  diminue également avec l'augmentation de  $\varphi$ .



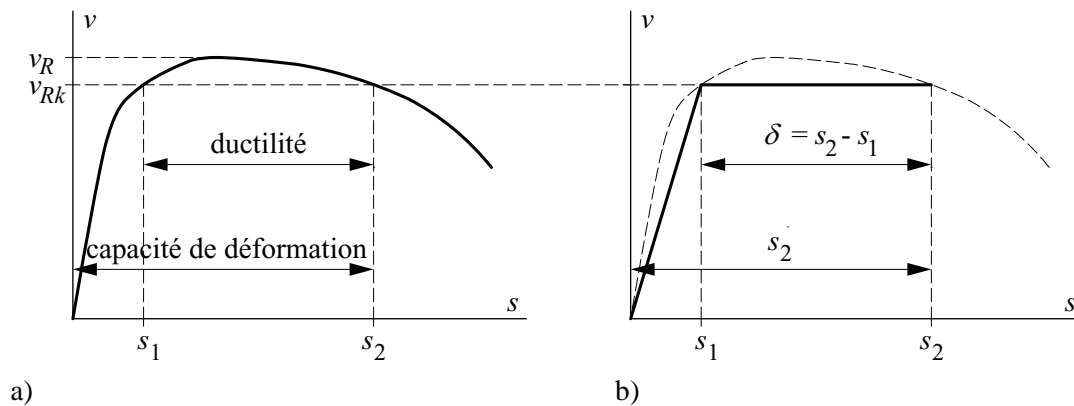


**Figure 2.8** - Coefficient  $\zeta$  en fonction de la portée et du coefficient de fluage  $\varphi$

Pour un coefficient de fluage  $\varphi = 5$  et d'après la figure 2.8,  $\zeta > 0.44$ , soit:  $k_{\text{equ},0.8} = 0.44k_{0.8}$ . Avec une valeur  $k_{\text{equ},0.8} > 1700 \text{ N/mm}^2$ , l'exigence suivante pour la rigidité sécante de la connexion peut être établie:  $k_{0.8} > 3900 \text{ N/mm}^2$ . Avec  $\varphi = 2$  ( $\zeta > 0.65$ ), l'exigence devient:  $k_{0.8} > 2600 \text{ N/mm}^2$ .

## 2.5 DUCTILITÉ ET CAPACITÉ DE DÉFORMATION

La ductilité  $\delta$  et la capacité de déformation  $s_2$  de la connexion sont définies à la figure 2.9. La figure 2.9 a) illustre le comportement réel effort rasant - glissement d'une connexion quelconque. Le niveau de charge  $v_{Rk}$  peut être choisi librement, bien qu'il soit usuellement fixé à  $0.9 v_R$  [EC-4.1.1 2004]. La figure 2.9 b) illustre le comportement effort rasant - glissement idéalisé utilisé pour le calcul. Plus la ductilité et la capacité de déformation sont choisies élevées, moins la résistance utilisée dans le calcul  $v_{Rk}$  est grande.



**Figure 2.9** - Définition de la ductilité  $\delta$  et de la capacité de déformation  $s_2$ ,  
a) comportement réel, b) comportement idéalisé bilinéaire

Une connexion ductile et déformable confère deux avantages distincts au système, qui tous deux permettent d'augmenter la fiabilité de la poutre mixte [Tanner 2001]:

- Premièrement, cela permet à la structure de se déformer sous charge constante lorsque la connexion approche de la rupture. Ces grandes déformations constituent des signes avant-coureurs de la ruine qui laissent la possibilité de prendre des mesures pour assurer la sécurité de l'ouvrage et des usagers et prévenir sa ruine. Ce phénomène n'est toutefois pas quantifiable, et doit simplement être considéré comme une sécurité supplémentaire.
- Deuxièmement, cela permet une redistribution de l'effort rasant des connecteurs les plus chargés vers les connecteurs moins chargés. Ces redistributions se produisent lorsque le rapport entre l'effort

rasant élastique et la résistance de la connexion n'est pas constant le long de l'axe de la poutre. Une connexion suffisamment ductile permet donc de ne pas dimensionner exactement selon la théorie élastique, soit en particulier de négliger les effets des déformations imposées (variation de température, retrait,...) et les pointes d'efforts dues à l'introduction ponctuelle des charges.

Plus précisément, d'après Bärtschi [Bärtschi 2005], la ductilité est suffisante lorsque le glissement atteint  $s_1$  dans la partie de la longueur cisailée  $L_s$  où le glissement est le plus faible, alors que le glissement dans la partie où il est le plus important ne dépasse pas  $s_2$ . La capacité de déformation est suffisante lorsque le glissement reste en tout point de la connexion inférieur à  $s_2$  (figure 2.9 b)) quand la résistance plastique en section de la poutre est entièrement mobilisée (dans le cas d'une connexion totale).

Les exigences suivantes au sujet de la ductilité et de la capacité de déformation de la connexion peuvent être trouvées dans les normes et la littérature:

- Selon l'EC-4 partie 1-1, un connecteur est considéré comme ductile si la valeur caractéristique de sa capacité de déformation  $s_{2k}$  (l'indice  $k$  indique qu'il s'agit d'une valeur caractéristique déterminée sur des bases statistiques) est supérieure à 6 mm. Cette valeur de 6 mm a été choisie sur la base des courbes effort rasant - glissement des goujons à tête dont on sait par expérience qu'ils présentent une ductilité suffisante pour effectuer un calcul plastique; elle a été contrôlée à l'aide de calculs numériques [Aribert 1988].

Le calcul plastique de la connexion, soit un calcul utilisant l'hypothèse d'un comportement idéal plastique, n'est admis selon l'EC-4 qu'avec des connecteurs ductiles et, pour les ponts de plus de 20 m de portée, une connexion complète.

Selon cette même norme, toute redistribution inélastique admise dans le calcul doit être justifiée par une capacité de déformation suffisante. Cela revient à dire que, pour les ponts avec une connexion linéaire élastique sans palier plastique ( $\delta = 0$ ), seul un calcul purement élastique de la distribution de l'effort rasant peut être effectué. Aucune méthode de calcul n'est proposée pour les connexions dont la capacité de déformation n'est pas nulle mais toutefois inférieure à 6 mm.

- Bärtschi [Bärtschi 2005] comble cette lacune en proposant une méthode permettant de calculer la ductilité requise  $\delta_{req}$  et la capacité de déformation requise  $s_{2,req}$  pour effectuer un calcul plastique de la connexion en fonction du degré de connexion et des caractéristiques de la poutre. La méthode de calcul proposée, basée sur une étude numérique, n'est toutefois pas applicable aux connecteurs très peu ductiles et/ou très peu déformables.
- Burnet [Burnet 2001] propose une méthode analytique permettant de calculer la capacité de déformation requise  $s_{2,req}$  en faisant l'hypothèse d'un comportement rigide parfaitement plastique de la connexion. Il tient compte de la plastification des sections et de la fissuration de la dalle en béton.
- Bullo [Bullo 2004] décrit une méthode analytique semblable à celle proposée par Burnet, mais dont la complexité la rend toutefois difficile à utiliser en pratique. Bullo effectue aussi l'hypothèse que la connexion se comporte de manière rigide parfaitement plastique.

Certaines normes en vigueur [SIA-264 2003] prescrivent par ailleurs que la méthode de calcul de la connexion doit être la même que celle servant à la détermination de la résistance en section. Autrement dit, si un calcul élastique de la connexion est effectué, il n'est pas autorisé de procéder à un calcul plastique de la résistance en section. Il est toutefois parfaitement possible d'effectuer un calcul élastique de la connexion même en cas de calcul plastique de la résistance en section, à condition d'évaluer correctement les efforts dans la connexion liés à la formation de la rotule plastique [EC-4.1.1 2004]. La capacité de déformation et la ductilité requises dans ce cas peuvent être réduites par rapport aux 6 mm prescrits par les normes. Le chapitre 6 aborde cette question plus en détail.

Les exigences en matière de ductilité de la connexion pour les ponts mixtes acier - béton peuvent se résumer ainsi:

- Si la connexion est ductile selon l'EC-4, soit si  $s_{2k} \geq 6$  mm, le dimensionnement de la connexion ainsi que de la poutre (résistance en section) peut être effectué de manière plastique à condition que

la connexion soit complète. Le calcul plastique de la connexion permet d'envisager un calcul plastique de la résistance en section dans la zone de moments positifs.

- Des méthodes permettant de déterminer  $s_{2,req}$  en prenant explicitement en compte les caractéristiques de la poutre mixte et produisant un niveau de sécurité plus homogène que celui résultant du critère unique de 6 mm de l'EC-4 peuvent être trouvées dans [Bärtschi 2005, Burnet 2001, Bullo 2004]. Ces méthodes sont toutefois limitées à des connecteur présentant une ductilité minimale (Bärtschi) ou un comportement rigide parfaitement plastique (Burnet, Bullo).
- Si la connexion n'est pas ductile ( $s_{2k} < 6$  mm), il faut selon les normes en vigueur faire un calcul purement élastique de la connexion et, selon certaines normes, de la poutre (résistance en section) en prenant en compte toutes les actions.

Les essais préliminaires sur les connexions par adhérence ont montré que la ductilité de ces connexions est plutôt faible (figure 1.5). Il est donc vraisemblable que ni le critère de l'Eurocode ni les conditions d'application des méthodes présentées ci-dessus ne soient respectées. Cela sera tout de même vérifié dans un premier temps à l'aide d'essais de type *push-out* (sect. 3.3). Pour éviter un calcul élastique fastidieux de la connexion et de la résistance en section, la question de la ductilité requise doit être étudiée plus en détail. Des essais sur poutres mixtes avec connexion par adhérence (sect. 3.5) et des réflexions théoriques étayées par les résultats de ces essais (chap. 6) ont été menées dans ce sens.

## 2.6 DURABILITÉ

Une bonne durabilité de la connexion constitue une exigence fondamentale pour la construction de nouveaux ouvrages, comme cela a été présenté à la section 1.1. La durée de vie normale des éléments porteurs principaux des ouvrages d'art est fixée dans la norme SIA 260 à 100 ans pour les constructions d'importance majeure et à 50 ans pour les constructions d'importance normale. Dans la norme SIA 261, la durée de vie normale pour la vérification de la résistance à la fatigue est fixée à 70 ans. Une analyse économique basée sur le coût du cycle de vie de l'ouvrage et permettant d'estimer le coût d'une dégradation précoce - ou au contraire retardée - sort du cadre de cette étude. L'objectif du projeteur et l'intérêt des collectivités est toutefois indéniablement de construire des ouvrages dont le coût du cycle de vie est aussi bas que possible, ce qui passe très vraisemblablement par un allongement de la durée de vie prévue lors de la conception et de la construction.

Les principales causes de dégradation dans le temps concernant la connexion des ponts mixtes acier - béton sont la fatigue de la connexion ainsi que la corrosion des armatures de la dalle. La fatigue et les exigences y relatives ont été traitées au paragraphe 2.2.2. La corrosion des armatures peut être retardée voire empêchée par différentes mesures visant à limiter la fissuration de la dalle, soit en particulier en limitant la grandeur des contraintes de traction dans la dalle. Les mesures suivantes peuvent être envisagées:

- *Une précontrainte efficace de la dalle*, qui permet de maintenir la dalle comprimée sous charges de longue durée ainsi que sous une partie des charges de trafic [Ducret 1997, Dauner 2005].
- *Une surface supérieure de la dalle dépourvue de poches et d'irrégularités*, qui permet de prévenir les concentrations de contraintes dans les angles.
- *Une dalle préfabriquée*, qui permet de supprimer les contraintes de traction due au retrait thermique et de limiter fortement les contraintes de traction dues au retrait hydrique. D'après Ducret [Ducret 1997], une dalle préfabriquée permet de réduire d'environ 50 % les contraintes de traction dans la dalle à l'état de service par rapport à une dalle bétonnée à l'avancement pour un pont de 30 m de portée. Cette réduction s'élève à plus de 60 % dans le cas d'un ouvrage de 80 m de portée.

La préfabrication permet de plus, grâce aux bonnes conditions de travail et aux conditions atmosphériques contrôlées, de garantir un béton compact par une formulation précise et une cure adéquate. Un tel béton freine considérablement l'avancement du front de carbonatation et retarde donc l'initiation de la corrosion des armatures [Brühwiler 1999].

## 2.7 EXÉCUTION

La facilité d'exécution de la connexion a naturellement des répercussions sur le coût de construction (sect. 2.8). Elle ne s'y réduit toutefois pas complètement. En effet, une exécution facilitée permet également d'améliorer la qualité de l'exécution, et donc d'améliorer la résistance et la durabilité de la connexion et de l'ouvrage.

L'étude détaillée des conditions d'exécution dépasse le cadre de cette étude et n'est abordée ici que par souci de complétude. Les principales exigences à respecter en matière d'exécution sont les suivantes:

- Rapidité de construction:
  - préfabriquer des dalles en béton,
  - mettre les dalles en place rapidement, par exemple par ripage,
  - limiter au strict minimum les travaux de bétonnage et/ou d'injection sur le chantier.
- Simplicité de construction:
  - utiliser un système d'étanchéité longitudinale entre l'aile supérieure de la poutre et la face inférieure de la dalle aisé à installer dans les conditions de chantier,
  - limiter le nombre d'entreprises intervenant pour réaliser la connexion.
- Fiabilité du système:
  - mettre en place des contrôles de la qualité de la rugosité des surfaces en béton,
  - mettre en place des contrôles de l'injection (éviter les bulles d'air).
- Mise en précontrainte possible et efficace (précontraindre la dalle et non pas la section mixte):
  - assurer que la dalle glisse sans contrainte sur l'aile supérieure de la poutre en acier,
  - assembler longitudinalement les dalles (joints transversaux) avant la mise en précontrainte,
  - précontraindre avant d'injecter le coulis de ciment.

## 2.8 ECONOMIE

Le coût de construction est dans une très large mesure influencé par la méthode d'exécution (sect. 2.7). En plus des exigences définies dans cette section, les principales exigences à respecter pour limiter les coûts sont:

- utilisation de produits industriels fabriqués en grande série, pas de fabrication spécifique de pièces pour la connexion envisagée,
- utilisation de matériaux standards disponibles sur le marché et soumis à la concurrence des prix.

Une éventuelle augmentation du coût de construction, liée par exemple à une technique de fabrication plus onéreuse que la solution actuelle à l'aide de goudons et d'une dalle coulée en place, peut être compensée par les économies indirectes dues à un temps de construction réduit:

1. par la réduction des perturbations liées au chantier (embouteillages, accidents) dans le cas de la rénovation ou du remplacement d'un ouvrage existant (fermeture totale ou restrictions de trafic raccourcies),
2. par la diminution du temps de parcours lors de l'ouverture d'un nouveau tronçon de route (ouverture anticipée).

Le calcul détaillé du coût de construction (matériaux, préfabrication et mise en œuvre sur le chantier) ainsi que des économies potentielles liées à une durée de construction réduite sort du cadre de cette étude. Dans les cas où les perturbations de trafic liées au chantier ont de lourdes conséquences économiques, le gain de temps lié à la mise en œuvre d'une connexion permettant l'emploi rationnel de dalles préfabriquées peut constituer un argument économique décisif en faveur de ce type de connexions.

## 2.9 CONCLUSIONS

Les principaux critères permettant de juger de l'intérêt pratique d'une connexion pour les ponts mixtes acier - béton ont été définis. Pour chacun de ces critères, une ou plusieurs exigences ont été formulées. Le tableau 2.2 synthétise ces différentes exigences.

**Tableau 2.2 - Synthèse des exigences**

| Critère   | Exigence   | Remarque   |
|---|--|--|
| Résistance à l'effort rasant (résistance ultime)                  | $v_{Rk} > 1450 \text{ kN/m}$   | calcul élastique   |
|   | $v_{Rk} > 1600 \text{ kN/m}$   | calcul plastique   |
| Résistance à l'effort rasant (résistance à la fatigue)            | $\Delta v_c > 650 \text{ kN/m}$<br>$\Delta v_D > 400 \text{ kN/m}$   | 2 mios cycles, entre 10 et 55 % de $v_{Ed} \gamma_v$<br>lim. de fatigue, entre 8 et 37 % de $v_{Ed} \gamma_v$                            |
| Résistance à l'effort rasant (résistance sous charges de service) | $v_{R,el} > 750 \text{ kN/m}$  | pas de glissements irréversibles sous charges de service   |
|   | $v_{R,long} > 150 \text{ kN/m}$  | limitation du fluage de la connexion   |
| Résistance à la traction  | $t_{Rk} > 750 \text{ kN/m}$  | au droit des entretoises   |
|   | $t_{Rk} > 145 \text{ kN/m}$  | ailleurs   |
| Rigidité  | $k_{0,8} > 3900 \text{ N/mm}^2$  | $\varphi = 5$ , rigidité sécante à 80 % de $v_{Rk}$  |
|   | $k_{0,8} > 2600 \text{ N/mm}^2$  | $\varphi = 2$ , rigidité sécante à 80 % de $v_{Rk}$  |
| Ductilité et capacité de déformation                              | $s_{2k} > 6 \text{ mm}$<br>ou<br>$s_{2k} > s_{2,req}$  | pour effectuer un calcul plastique de la connexion et de la résistance en section (moment positif), sinon un calcul élastique est requis |
| Durabilité  | <ul style="list-style-type: none"> <li>- mettre en œuvre d'une précontrainte efficace sur la dalle</li> <li>- limiter voir supprimer les poches et autres irrégularités en surface</li> <li>- utiliser une dalle entièrement préfabriquée</li> </ul>   |  |
| Exécution   | <ul style="list-style-type: none"> <li>- mise en place par ripage</li> <li>- injection de grandes longueurs</li> <li>- technique d'injection simple</li> <li>- contrôles de qualité (dalle et injection)</li> </ul>  |  |
| Economie  | <ul style="list-style-type: none"> <li>- les coûts directs doivent être maintenus aussi bas que possible par un choix judicieux des matériaux et des produits utilisés ainsi que par un temps de construction réduit par rapport à une connexion conventionnelle</li> <li>- les coûts directs peuvent être nuancés par la prise en compte des économies indirectes liées à une réduction du temps de perturbation du trafic</li> </ul> |  |

La comparaison entre ces exigences et les caractéristiques réelles des connexions par adhérence est effectuée à la section 7.3. Les chapitres 3 à 6 présentent quant à eux les différentes études réalisées pour déterminer ces caractéristiques.



## 3 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

### 3.1 INTRODUCTION

Dans le cadre de ce travail, de nombreux essais ont été conduits dans le but d'observer le comportement et de quantifier la résistance d'interfaces cisailées, de différents types de connexions par adhérence et de poutres mixtes avec une connexion par adhérence. Ces essais, ainsi que les principaux résultats et les observations réalisées, sont présentés dans ce chapitre.

Les buts de ces essais sont les suivants:

- Etudier le comportement des interfaces cisailées et quantifier l'influence de différents paramètres sur leur résistance au cisaillement. Ces essais sont décrits dans la section 3.2 "Essais de cisaillement direct".
- Etudier le comportement des connexions par adhérence et quantifier l'influence de différents paramètres sur leur résistance au cisaillement. Etudier le comportement de certaines connexions par adhérence sous charges cycliques (fatigue) et de longue durée (fluage). Ces essais sont décrits dans la section 3.3 "Essais push-out".
- Etudier le comportement à l'arrachement de différents types de connexion par adhérence et quantifier leur résistance. Ces essais sont décrits dans la section 3.4 "Essais d'arrachement".
- Etudier le comportement de poutres mixtes avec connexion par adhérence soumises à différents types de chargements et quantifier leur résistance. Ces essais sont décrits dans la section 3.5 "Essais sur poutres mixtes".

Une description complète et détaillée des essais effectués par l'auteur dans le cadre de cette thèse et présentés dans ce chapitre peut être trouvée dans [Thomann 2005.1]. Des essais *push-out* préliminaires, non décrits dans ce chapitre mais également relatifs aux connexions par adhérence, sont par ailleurs rapportés dans [Walbridge 2002].

Les résultats ainsi que les observations effectuées durant ces essais servent, dans le cadre de ce travail, à:

- Expliquer le comportement mécanique des interfaces et calibrer certains paramètres des lois de comportement proposées pour ces interfaces (chap. 4).
- Expliquer le comportement mécanique des connexions par adhérence et calibrer certains paramètres du modèle mécanique proposé pour ces connexions (chap. 5).
- Valider la méthode de dimensionnement proposée pour les poutres mixtes avec une connexion par adhérence (chap. 6).

### 3.2 ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT

Des essais de cisaillement direct ont été effectués à l'ICOM en plusieurs séries entre juillet 2003 et janvier 2005. Ces essais sont reportés en détail dans [Thomann 2005.1]. La présente section contient un résumé de la description des essais ainsi que les principaux résultats nécessaires à la suite de la thèse.

#### 3.2.1 Description des essais

La figure 3.1 illustre le principe de l'essai dit de *cisaillement direct*. Ce dispositif expérimental est semblable à celui utilisé par Matsumura [Matsumura 1990]. L'éprouvette est constituée d'un bloc de coulis de ciment coulé entre deux tôles d'acier ou entre deux blocs de béton. Dans cet essai, les deux interfaces ainsi créées sont sollicitées en cisaillement accompagné d'un effort normal. L'effort normal produit la contrainte  $\sigma$  qui est maintenue constante sur les interfaces durant tout l'essai. La force  $V$  qui provoque le cisaillement est ensuite appliquée progressivement jusqu'à la rupture. Les éprouvettes et les matériaux utilisés, le programme des essais ainsi que le mode de chargement et les mesures effectuées sont décrits ci-dessous.

### Eprouvettes et matériaux

La géométrie des éprouvettes est illustrée à la figure 3.2, de même que les quatre types de surfaces testées: la tôle striée, dont les stries peuvent être orientées perpendiculairement (R1) ou parallèlement (R2) au sens de cisaillement, la couche d'adhérence (H) et la surface de béton rugueuse (BR).

La géométrie des stries est la suivante: hauteur: 1.40 mm; largeur mesurée perpendiculairement à l'axe de la strie: 5 mm. Les axes des losanges formés par les stries ont une petite diagonale de 22 mm et une grande diagonale de 55 mm. Les tôles d'acier ont une épaisseur de 10 mm. La surface A d'une interface vaut 45'000 mm<sup>2</sup> pour les éprouvettes de type ABR, et 60'000 mm<sup>2</sup> pour les autres éprouvettes.

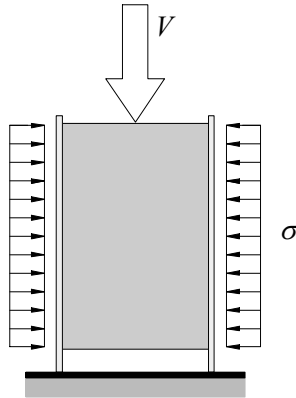


Figure 3.1 - Principe de l'essai de cisaillement direct

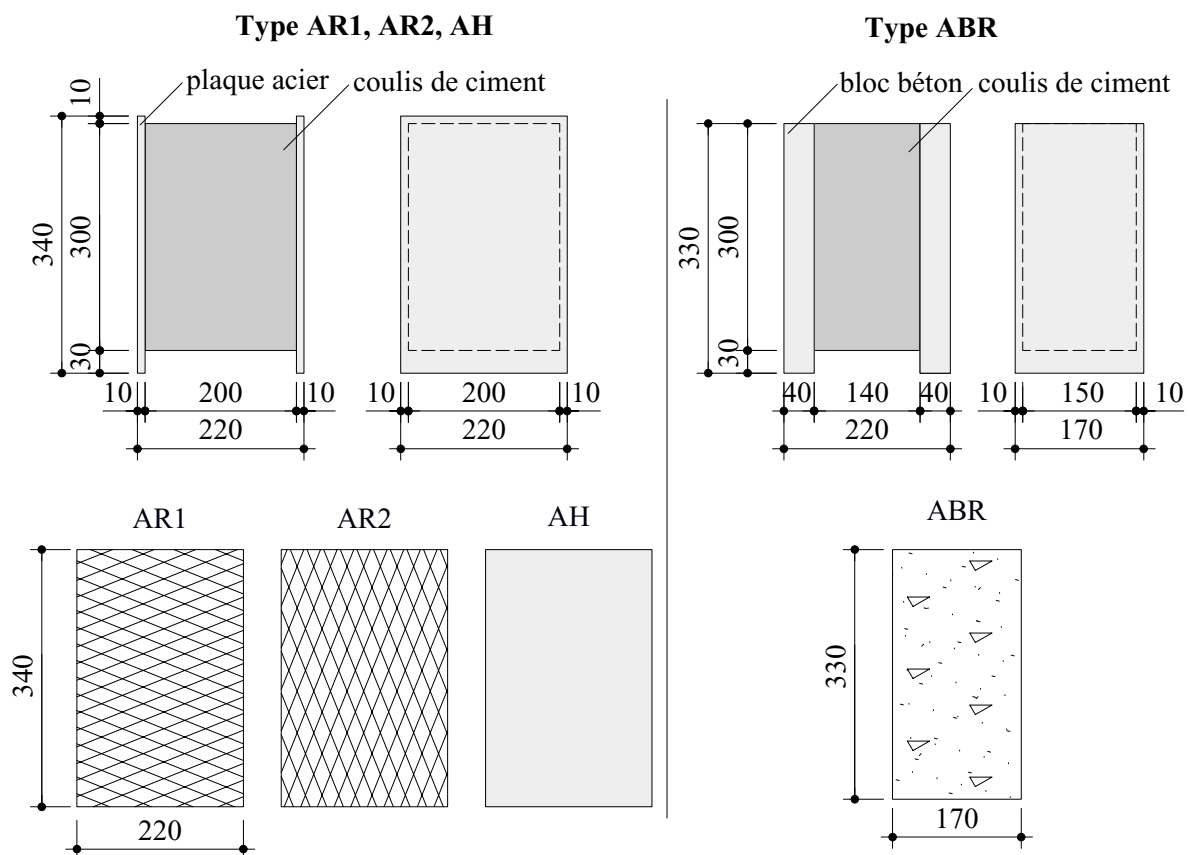


Figure 3.2 - Géométrie des éprouvettes et types de surface



Les caractéristiques des matériaux sont les suivantes:

- Acier: Les plaques d'acier sont en S235. Les surfaces sont sablées (SA 2½) et ne sont pas peintes.
- Coulis de ciment: Deux types de coulis ont été utilisés, le coulis normal (N) et le coulis à haute résistance (H). Le coulis N a une résistance à la compression variant de 50 à 80 N/mm<sup>2</sup>. Le coulis H a une résistance à la compression variant de 90 à 120 N/mm<sup>2</sup>. La résistance mesurée du coulis de ciment de chaque éprouvette est donnée au tableau 3.1
- Couche d'adhérence: La couche d'adhérence est une résine à base d'époxy sur laquelle est répandu avant durcissement une couche dense de sable (Ø 2.0 - 3.2 mm) (figure 3.3 a)). La résine est fournie par la maison SIKA Suisse sous le nom de produit «Icosit Haftmasse». Sa rugosité vaut (Annexe A):  $R_a = 0.37$  mm,  $R_p = 1.055$ .
- Béton: Les blocs de béton ont une résistance moyenne à la compression à 28 jours mesurée sur 3 cubes de 81 N/mm<sup>2</sup>. Le diamètre maximal des grains est de 16 mm. Les surfaces rugueuses en béton (figure 3.3 b)) sont obtenues par l'application d'un retardateur de prise de type Pieri DRC 6/80. Leur rugosité vaut (Annexe A):  $R_a = 0.96$  mm,  $R_p = 1.209$ .



a)



b)

**Figure 3.3 - Surfaces testées, a) couche d'adhérence, b) béton rugueux**

### Programme des essais

Le tableau 3.1 synthétise les paramètres des 36 essais de cisaillement direct. Les éprouvettes sont identifiées de la manière suivante: une première lettre (A) signifie qu'il s'agit d'essais de cisaillement direct, elle est suivie d'un groupe qui indique le type de la première surface (R1, R2, H ou BR), une troisième lettre indique le type de coulis de ciment (N ou H) et enfin un numéro d'ordre permet de différencier les éprouvettes identiques. Ce tableau indique également les types de surface en contact, la résistance du coulis de ciment ainsi que le domaine de variation des contraintes normales.

### Chargement et mesures

Le chargement est effectué en deux étapes. La force transversale est appliquée durant la première étape puis maintenue constante jusqu'à la fin de l'essai. Le cisaillement est appliqué lors de la deuxième étape avec un asservissement du vérin en déplacement. La force de cisaillement  $V$  est mesurée, de même que le glissement et l'écartement transversal des deux surfaces en contact à l'interface, à mi-hauteur des éprouvettes.

Préalablement à l'essai de rupture, l'éprouvette AH-H-6 a été soumise à une charge de cisaillement  $V$  constante de 130 kN ( $\tau = 1.44$  N/mm<sup>2</sup>) avec une contrainte  $\sigma = 1.33$  N/mm<sup>2</sup> durant 90 heures. Ce chargement correspond à environ 33 % de la charge de rupture estimée par le calcul.

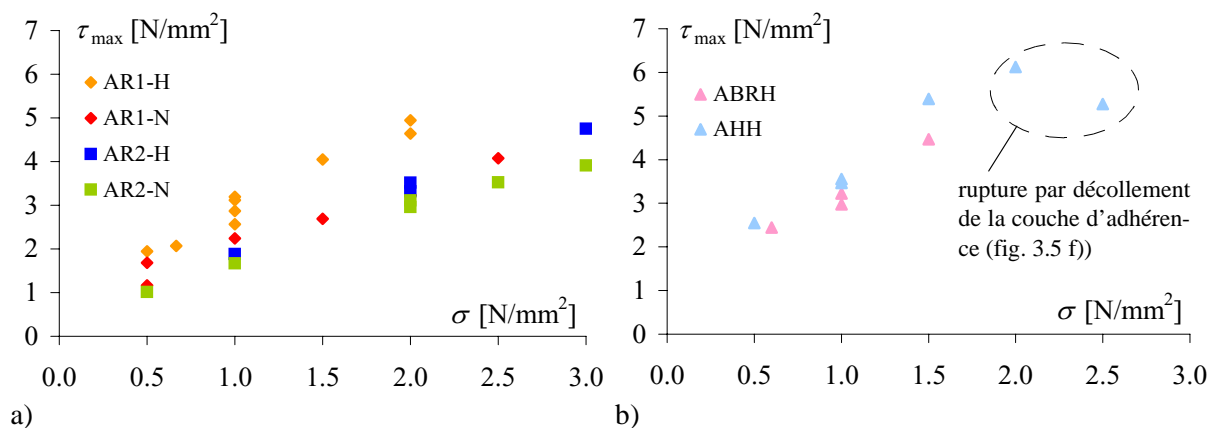
**Tableau 3.1 - Programme expérimental**

| Eprouvette         | Surface 1          | Surface 2<br>(coulis de ciment)       | Contrainte normale $\sigma$<br>[N/mm <sup>2</sup> ] |
|--------------------|--------------------|---------------------------------------|---|
| AR1-H-1 à AR1-H-6  | Tôle striée R1     | H ( $f_c = 89.9$ N/mm <sup>2</sup> )  | 0.5 à 2.0   |
| AR1-H-7 à AR1-H-10 |                    | H ( $f_c = 95.0$ N/mm <sup>2</sup> )  | 0.7 à 2.0   |
| AR1-N-1 à AR1-N-6  |                    | N ( $f_c = 53.6$ N/mm <sup>2</sup> )  | 0.5 à 2.5   |
| AR2-H-1 à AR2-H-4  | Tôle striée R2     | H ( $f_c = 121.0$ N/mm <sup>2</sup> ) | 1.0 à 3.0   |
| AR2-N-1 à AR2-N-6  |                    | N ( $f_c = 78.0$ N/mm <sup>2</sup> )  | 0.5 à 3.0   |
| AH-H-1 à AH-H-6    | Couche d'adhérence | H ( $f_c = 95.0$ N/mm <sup>2</sup> )  | 0.5 à 2.5   |
| ABR-H-1 à ABR-H-4  | Béton rugueux      | H ( $f_c = 93.2$ N/mm <sup>2</sup> )  | 0.6 à 1.5   |

### 3.2.2 Résultats et observations

Avant les essais, de longues fissures de retrait ont été observées sur les éprouvettes AR1-H-1 à AR1-H-6. Ces fissures sont probablement dues au fait que ces éprouvettes sont restées 7 jours dans leur moule qui empêchait le retrait de s'effectuer librement. Lors de la fabrication des autres éprouvettes, le démoulage a été effectué après 3 ou 4 jours et seules quelques fissures de retrait très fines ont pu être observées.

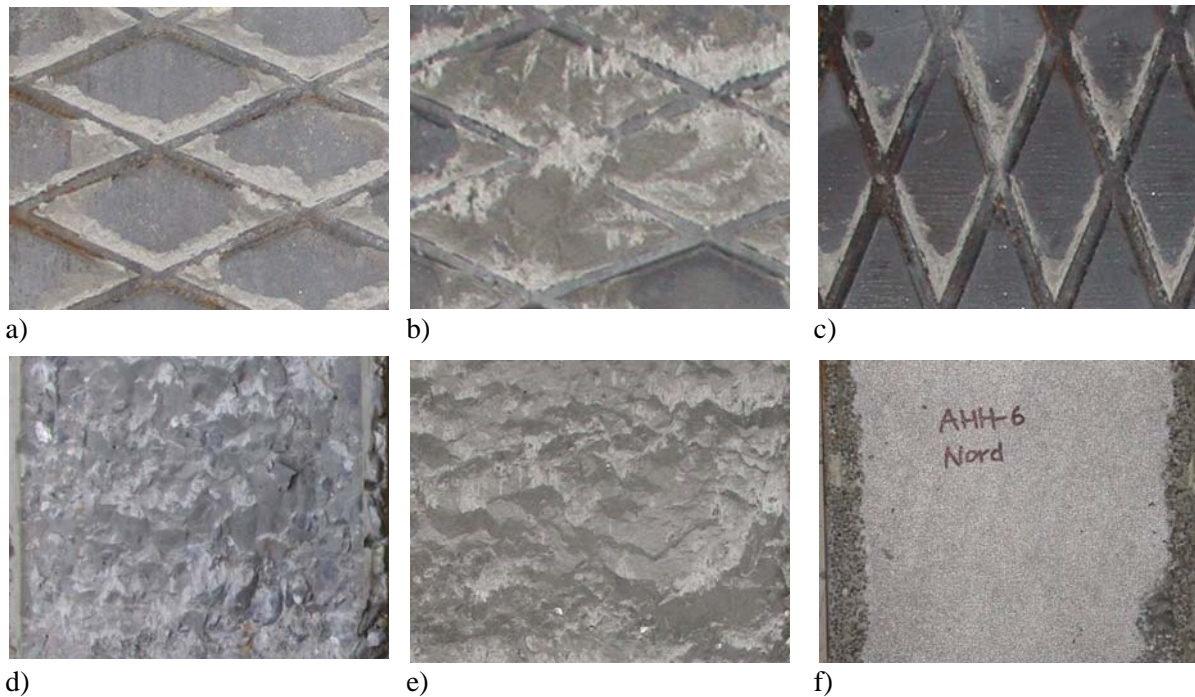
La figure 3.4 représente la contrainte de cisaillement maximale (à la rupture)  $\tau_{\max} = V_{\max} / 2A$ , où  $A$  est l'aire d'une interface cisailée, en fonction de la contrainte normale  $\sigma$ . La contrainte maximale de cisaillement est d'autant plus élevée que la contrainte normale est grande. Par extrapolation il est possible de déduire qu'il existe une contrainte de cisaillement non nulle pour  $\sigma = 0$ .



**Figure 3.4 - Relation entre  $\tau_{\max}$  et  $\sigma$ , a) AR1-H, AR1-N, AR2-H et AR2-N, b) ABRH et AHH**

La figure 3.5 illustre la position de la surface de rupture pour les différents types d'interfaces. Pour les éprouvettes de type AR1 et AR2 (figure 3.5 a) et c)), cette surface se trouve partiellement dans l'interface acier - coulis de ciment et partiellement dans le coulis de ciment. Dans certains cas, la surface de rupture des éprouvettes AR1 passe entièrement à l'intérieur du coulis de ciment, comme illustré à la figure 3.5 b). Ce type de rupture n'a toutefois été observé que dans de très petites zones, généralement dans le bas de l'éprouvette. Il n'a pas été observé sur les éprouvettes de type AR2. La surface de rupture des éprouvettes de type ABR et AH (figure 3.5 d) et e)) passe entièrement à l'intérieur du coulis de ciment, à quelques millimètres de l'interface. Les essais sur les éprouvettes de type AH-H montrent que

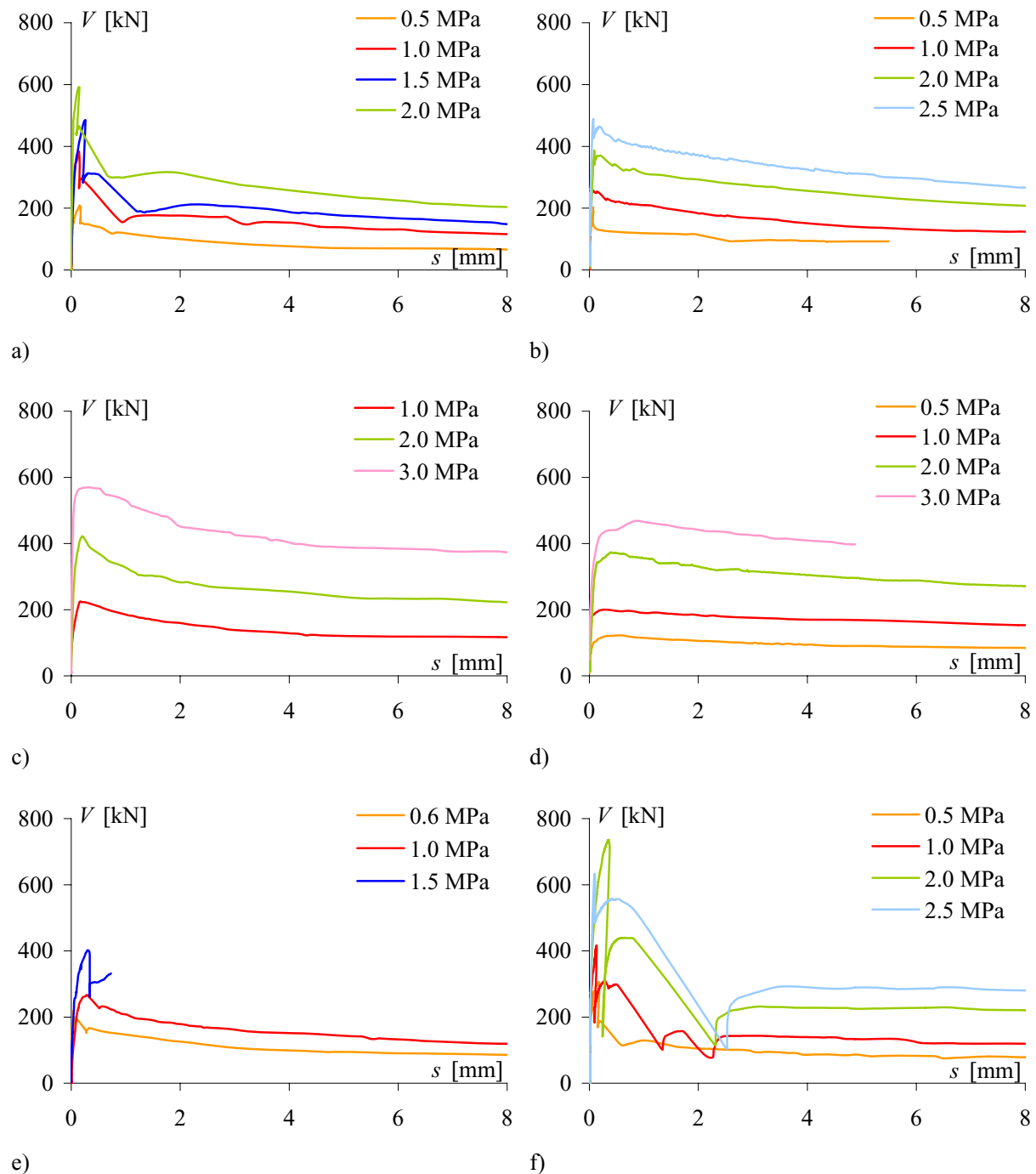
lorsque  $\sigma > 1.5 \text{ N/mm}^2$ , la surface de rupture se produit entre la couche d'adhérence et la plaque en acier (figure 3.5 f)) pour une contrainte de cisaillement constante valant environ  $\tau_{\max} = 5.5 \text{ N/mm}^2$  (figure 3.4 b)).



**Figure 3.5** - Position de la surface de rupture, a) et b) AR1, c) AR2, d) ABR, e) et f) AH  
(Les photographies ne sont pas toutes à la même échelle)

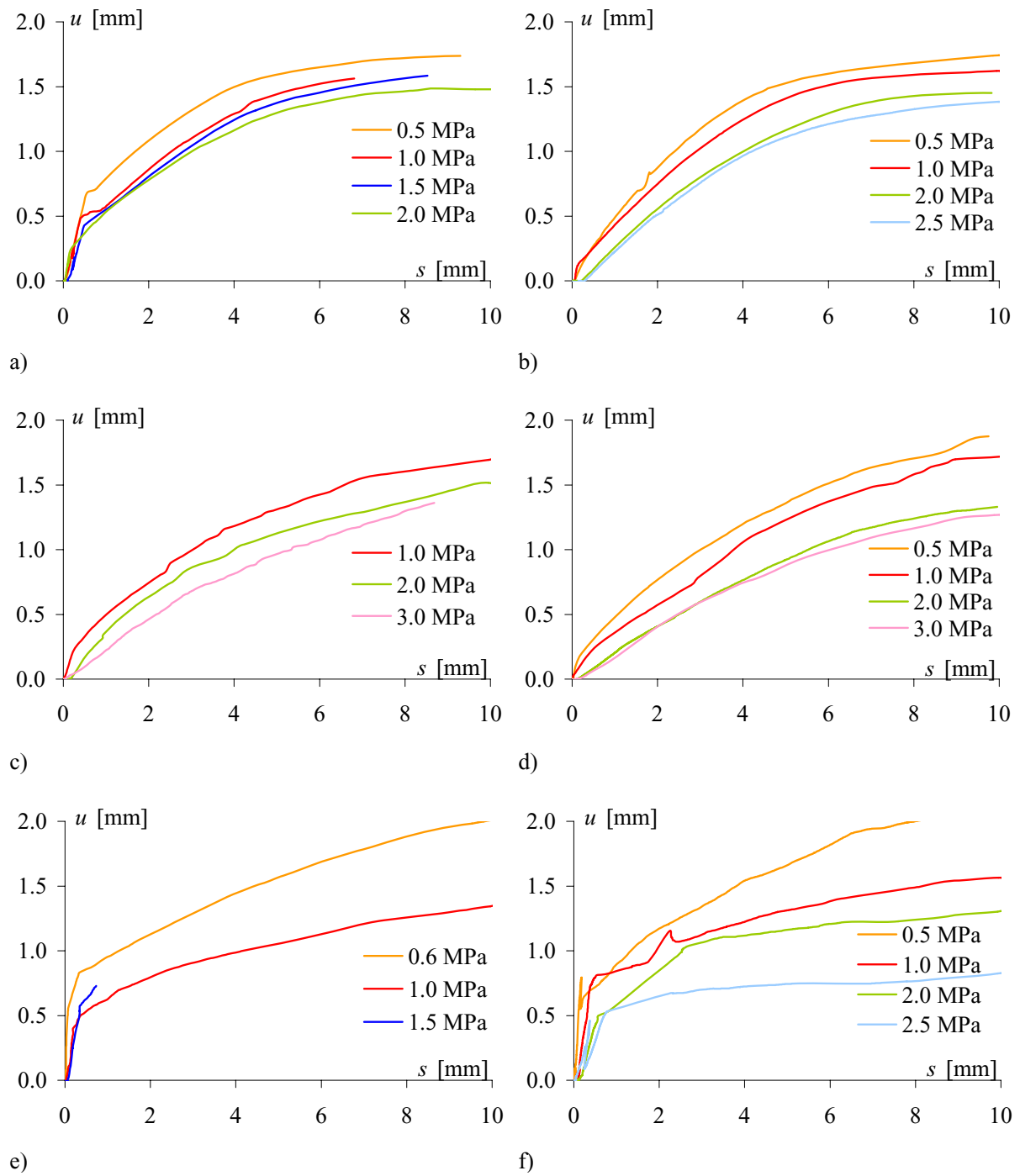
La figure 3.6 illustre la relation entre la force de cisaillement  $V$  et le glissement  $s$  dans les interfaces et, pour chaque interface, pour différentes contraintes  $\sigma$ . Pour ne pas alourdir la figure, seuls quelques résultats représentatifs sont tracés. Il peut être observé que:

- La résistance maximale  $\tau_{\max}$  croît avec la contrainte  $\sigma$  (conformément à ce qui a été observé sur la figure 3.4).
- Les courbes correspondant à différentes contraintes normales sont parallèles après la rupture, ce qui signifie que la pente post-rupture est indépendante de la contrainte  $\sigma$ .
- Le comportement post-rupture est plus ductile avec le coulis de ciment N qu'avec le coulis de ciment H.
- Pour les interfaces avec couche d'adhérence (figure 3.6 f)), la chute de la force  $V$  est très brutale (rupture fragile) lorsque  $\sigma > 1.5 \text{ N/mm}^2$ . Cette rupture fragile est due au fait que la surface de rupture passe dans l'interface couche d'adhérence - acier (décollement de la couche d'adhérence, figure 3.5 f)).



**Figure 3.6** - Relation entre  $V$  et  $s$  en fonction de la contrainte normale  $\sigma$ , a) AR1-H, b) AR1-N, c) AR2-H, d) AR2-N, e) ABR-H, f) AH-H

La figure 3.7 illustre la relation entre le glissement  $s$  et l'écartement  $u$  pour différentes interfaces et, pour chaque interface, pour différentes contraintes  $\sigma$ . Pour ne pas alourdir la figure, seuls quelques résultats représentatifs sont tracés. L'écartement est d'autant plus faible que la contrainte  $\sigma$  est élevée. Cet écartement atteint asymptotiquement une valeur maximale  $u_{\max}$  lorsque le glissement devient grand. La vitesse à laquelle l'écartement tend vers  $u_{\max}$  dépend toutefois du type d'interface. Enfin, il peut être observé que la tangente à l'origine n'est pas une constante mais au contraire qu'elle dépend, pour une interface donnée, de la contrainte normale: plus la contrainte normale est élevée, plus la pente est faible.



**Figure 3.7 -** Relation entre  $u$  et  $s$  en fonction de la contrainte normale  $\sigma$ , a) AR1-H, b) AR1-N, c) AR2-H, d) AR2-N, e) ABR-H, f) AH-H

La figure 3.8 illustre le résultat de l'essai de fluage sur l'éprouvette AH-H-6. La charge semble se stabiliser après 75 heures environ.

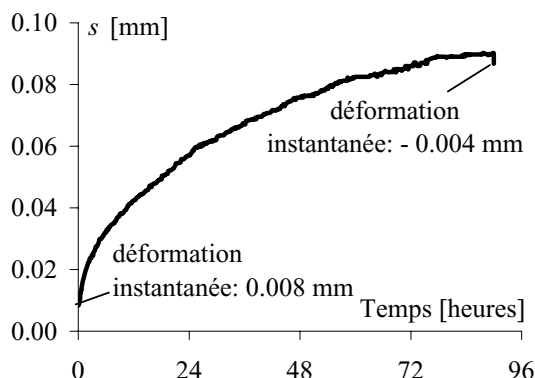


Figure 3.8 - Déformation de fluage de l'éprouvette AH-H-6

### 3.2.3 Discussion

Les résultats présentés dans le paragraphe 3.2.2 sont discutés ci-dessous. La relation entre  $\tau_{\max}$  et  $\sigma$ , la rigidité et le domaine linéaire pré-rupture, la résistance résiduelle et le fluage sont étudiés tour à tour.

#### Relation entre $\tau_{\max}$ et $\sigma$

La figure 3.4 montre que la relation entre  $\tau_{\max}$  et  $\sigma$  est linéaire pour un type d'interface et une qualité de coulis de ciment donnés. La figure 3.9 représente ces droites, obtenues par une régression linéaire sur les résultats expérimentaux. Pour les interfaces tôle striée - coulis de ciment (figure 3.9 a)), les droites correspondant à deux qualités de coulis de ciment différentes sont divergentes. Autrement dit, plus la résistance du coulis de ciment est grande, plus la pente de la droite est importante. Par ailleurs, plus la résistance du coulis de ciment est grande, plus la résistance  $\tau_{\max}(\sigma=0)$  est grande. Enfin, il existe une limite à environ  $\tau = 5.5 \text{ N/mm}^2$  pour les éprouvettes de type AH due au décollement de la couche d'adhérence de la plaque d'acier, symbolisée par une droite horizontale dans la figure 3.9 b).

La figure 3.9 montre enfin que, abstraction faite du décollement de la couche d'adhérence, l'interface couche d'adhérence - coulis de ciment est la plus résistante, devant les interfaces béton rugueux - coulis de ciment puis tôle striée AR1 - coulis de ciment et enfin tôle striée AR2 - coulis de ciment.

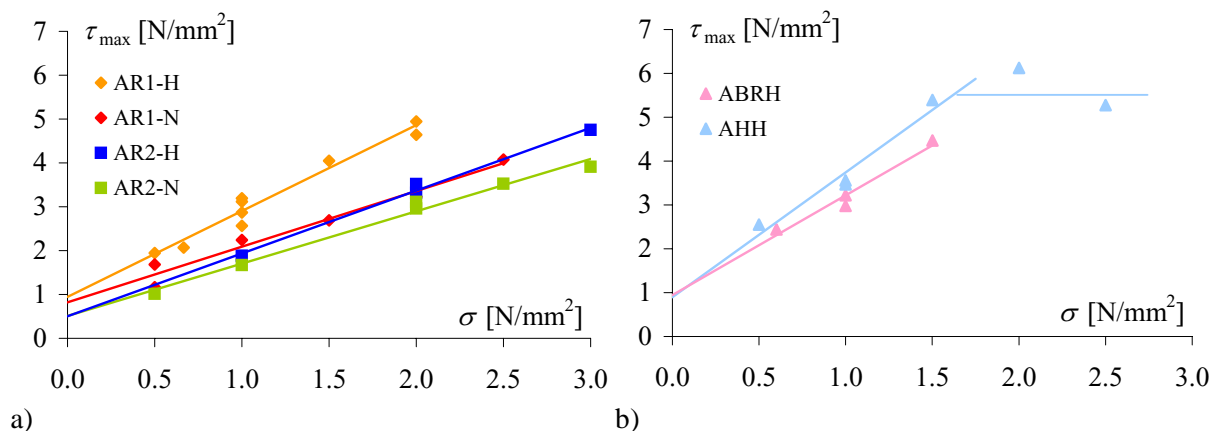
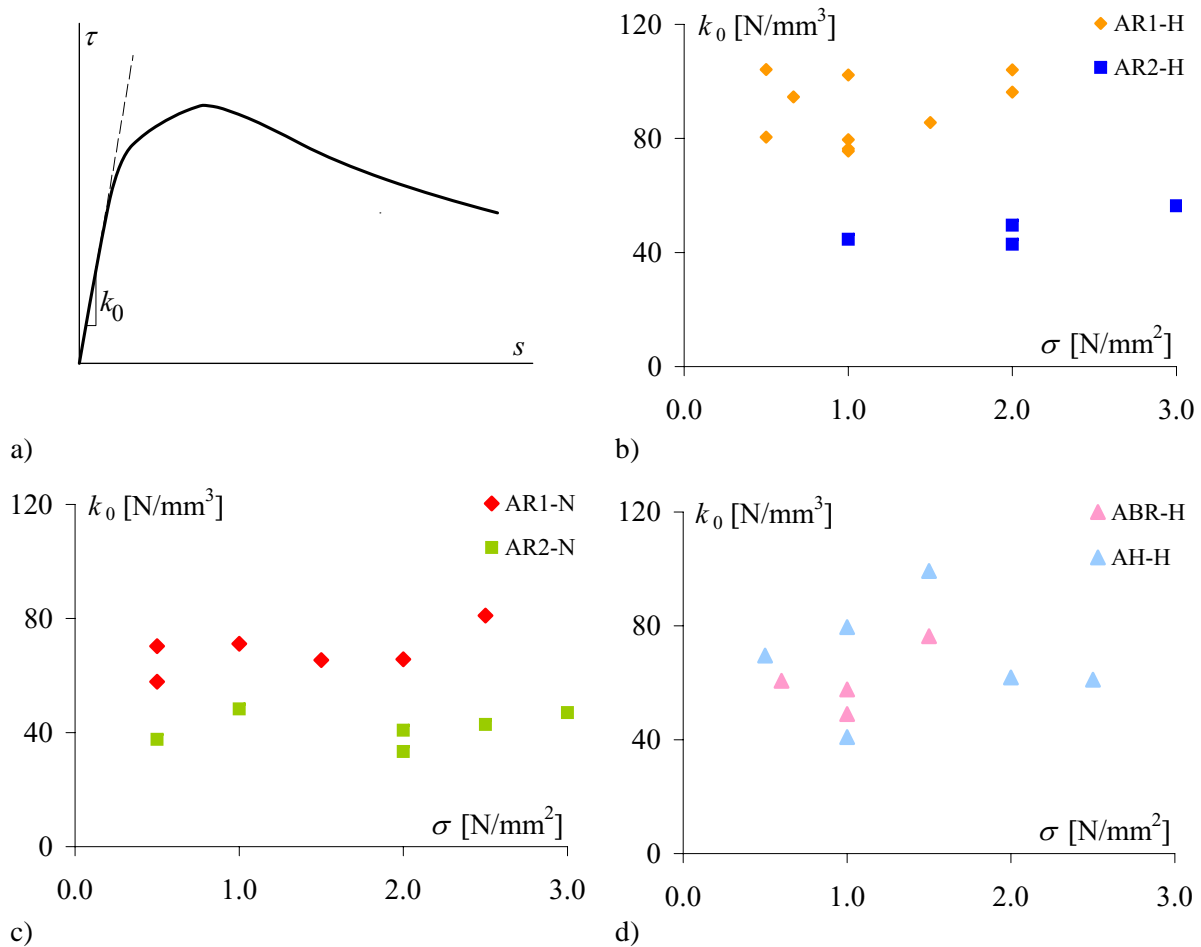


Figure 3.9 - Relations linéaires entre  $\tau_{\max}$  et  $\sigma$ , a) AR1-H, AR1-N, AR2-H et AR2-N, b) ABR-H et AH-H



### Rigidité et domaine linéaire

La figure 3.10 a), qui représente schématiquement les courbes de la figure 3.6, définit la *rigidité tangente à l'origine*  $k_0$ , qui caractérise la partie linéaire de la relation entre  $\tau$  et  $s$ . La valeur de  $k_0$  est représentée en fonction de la contrainte  $\sigma$  pour les différentes éprouvettes sur la figure 3.10 b), c) et d). D'après cette figure,  $k_0$  est indépendante de  $\sigma$ , mais dépend en revanche du type d'interface. La dispersion des résultats est importante pour les éprouvettes de type AR1-H et AH-H; elle est beaucoup plus faible pour les autres types d'éprouvette. Ceci peut être expliqué, du moins en partie, par la présence des fissures initiales de retrait observées sur les éprouvettes AR1-H-1 à AR1-H-6.

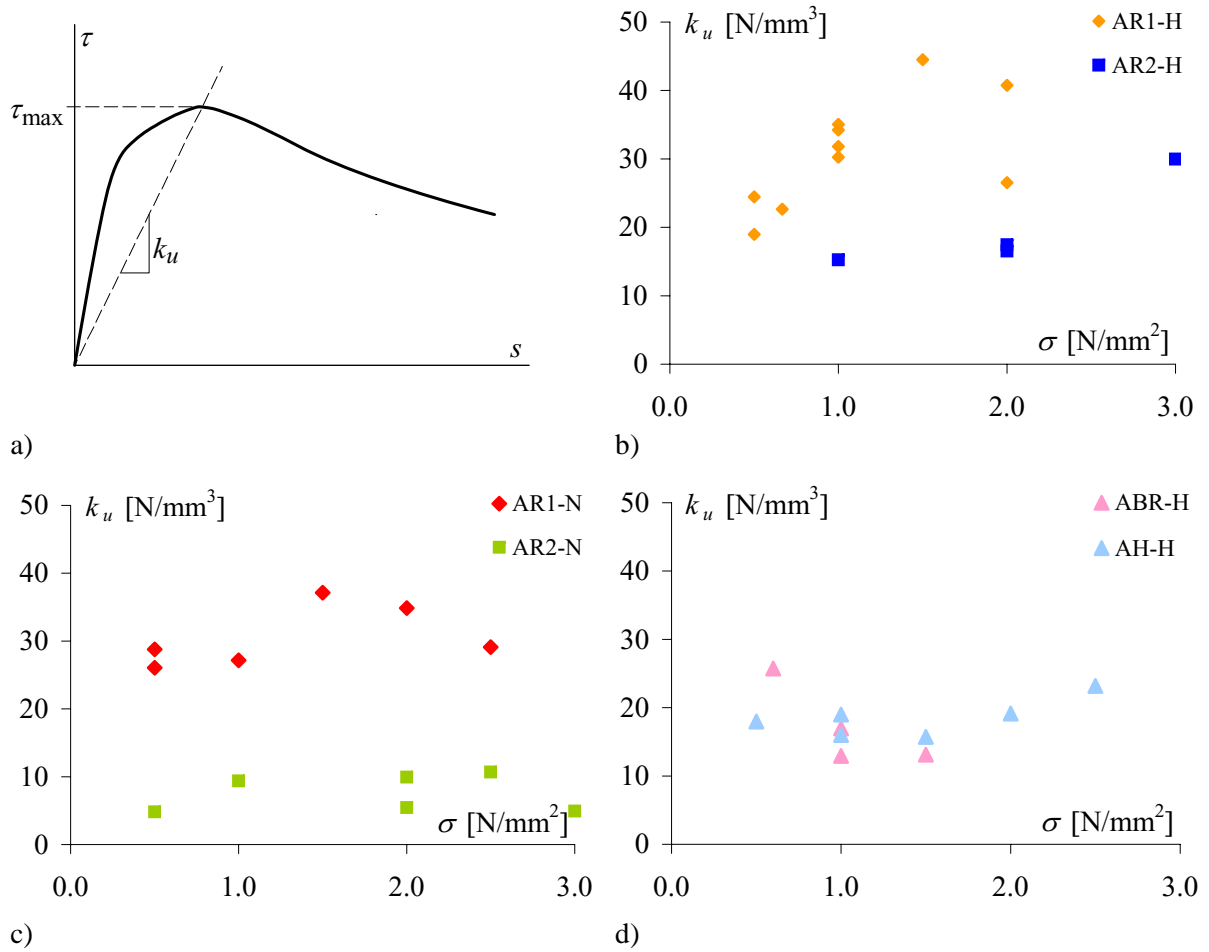


**Figure 3.10** - Rigidité initiale  $k_0$  en fonction de  $\sigma$ , a) définition, b) AR1-H et AR2-H, c) AR1-N et AR2-N, d) ABR-H et AH-H

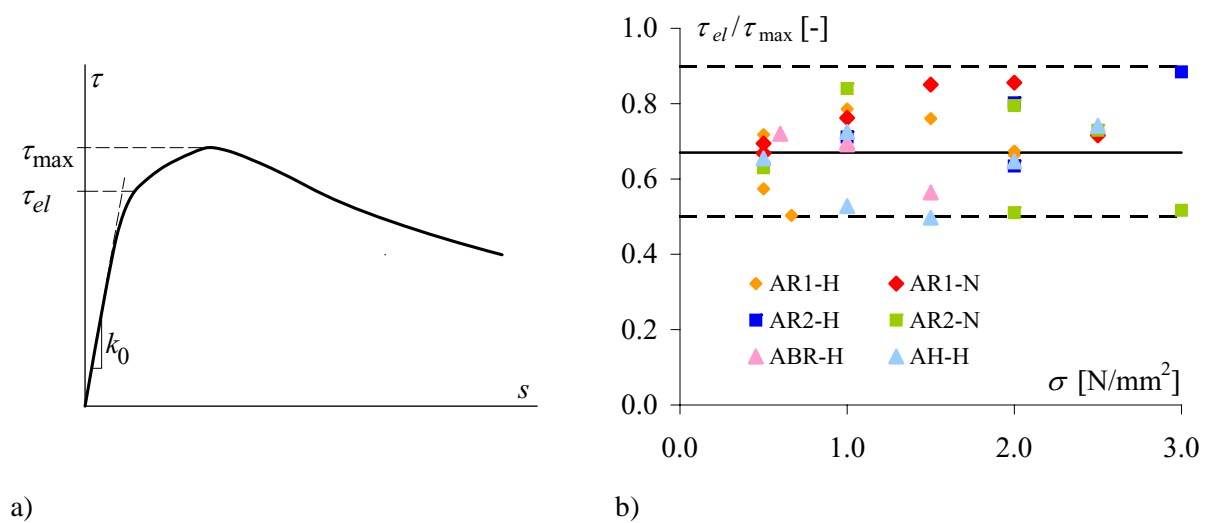
La figure 3.11 a) définit la *rigidité sécante à la rupture*  $k_u$ . Cette valeur est représentée en fonction de la contrainte  $\sigma$  pour les différentes éprouvettes sur la figure 3.11 b), c) et d). La rigidité  $k_u$  est indépendante de  $\sigma$ , mais qu'elle dépend du type d'interface. La dispersion des résultats est également importante pour les éprouvettes de type AR1-H et AH-H; elle est beaucoup plus faible pour les autres types d'éprouvette. Ceci peut aussi être expliqué, du moins en partie, par la présence des fissures de retrait observées sur les éprouvettes AR1-H-1 à AR1-H-6.

La figure 3.12 a) définit la valeur de  $\tau_{el}$ , qui marque la transition entre les domaines linéaire et non linéaire de la courbe  $\tau$ - $s$ . Cette valeur n'est pas toujours parfaitement définie par un point anguleux sur la courbe  $V$ - $s$  (figure 3.6). Par conséquent, le choix de la valeur de  $\tau_{el}$  est en partie subjectif dans certains cas. La figure 3.12 b) illustre le rapport entre  $\tau_{el}$  et  $\tau_{max}$  en fonction de la contrainte  $\sigma$ . Ce rapport est indépendant du type d'interface et de  $\sigma$  et qu'il varie entre 0.5 et 0.9. Ces limites sont représentées

par des traitillés. La valeur moyenne se situe environ à  $\tau_{el}/\tau_{max} = 2/3$ . Cette valeur est indiquée par un trait plein sur la figure 3.12 b).



**Figure 3.11** - Rigidité sécante à la rupture  $k_u$  en fonction de  $\sigma$ , a) définition, b) AR1-H et AR2-H, c) AR1-N et AR2-N, d) ABR-H et AH-H



**Figure 3.12** - Rapport entre  $\tau_{el}$  et  $\tau_{max}$ , a) définition des grandeurs, b) résultats en fonction de  $\sigma$



### Résistance résiduelle

La figure 3.13 a) représente deux exemples de la relation entre  $V$  et  $s$  pour des éprouvettes de type AR1 et AR2 jusqu'à un glissement  $s = 18$  mm. La résistance post-rupture se stabilise lorsque le glissement atteint 12 à 15 mm. Cette valeur est définie comme la résistance résiduelle  $\tau_f$ . La figure 3.13 b) représente dans un diagramme  $\tau_f - \sigma$  les résultats des six essais conduits jusqu'à un glissement d'au moins 12 mm. Une dépendance linéaire entre ces deux grandeurs peut être observée.

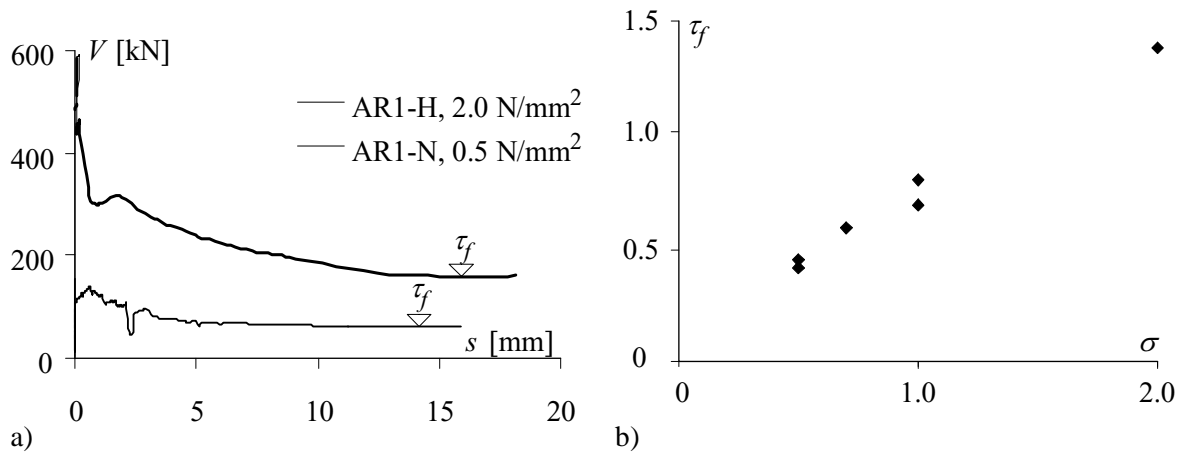


Figure 3.13 - Résistance résiduelle au cisaillement, a) courbes  $V - s$ , b) relation  $\tau_f - \sigma$

### Fluage

L'analyse de la figure 3.8 permet de calculer un coefficient de fluage  $\varphi_t$  [-], où  $t$  représente le temps de chargement. Il se calcule de la manière suivante:

$$\varphi_t = \frac{s_t - s_0}{s_0} \quad (3.1)$$

$s_t$  : glissement au temps  $t$ , [mm]

$s_0$  : glissement élastique lors de la mise en charge, [mm]

L'application à l'essai de fluage effectué sur l'éprouvette AH-H-6 donne le résultat suivant:

$$\varphi_{90 \text{ h}} = \frac{s_{90 \text{ h}} - s_0}{s_0} = \frac{0.090 - 0.008}{0.008} = 10.3 \quad (3.2)$$

Ce coefficient est très élevé en comparaison avec le coefficient de fluage communément admis pour les structures en béton ( $\varphi_\infty = 2$  à  $3$ ). Toutefois, le fluage semble se stabiliser après déjà 3 à 4 jours, ce qui n'est pas le cas pour le béton. L'influence du fluage de la couche d'adhérence sur le comportement de la connexion sera étudié dans la section 3.3.

### 3.2.4 Synthèse

Les essais de cisaillement direct effectués sur quatre types d'interfaces ont permis d'observer et de mesurer de nombreuses caractéristiques de leur comportement sous sollicitations combinées de cisaillement et de compression. Les plus importantes pour la suite de cette étude sont les suivantes:

- La relation entre le glissement dans l'interface et la contrainte de cisaillement permet d'observer que la rigidité tangente à l'origine, la rigidité sécante à la rupture et la pente post-rupture sont indépendantes de la contrainte normale.
- La relation entre le glissement et l'écartement dans l'interface révèle un comportement asymptotique lorsque le glissement devient grand. La pente de cette courbe à l'origine, de même que la valeur de

l'écartement maximal ne sont pas des constantes mais dépendent au contraire de la contrainte normale à l'interface. Plus cette contrainte est élevée, plus la pente à l'origine ainsi que l'écartement maximal sont faibles.

- La dépendance entre la résistance maximale au cisaillement de l'interface et la contrainte normale a pu être observée et quantifiée pour les différents types d'interfaces. Cette relation est linéaire pour tous les cas étudiés. La résistance de l'interface R2-H vaut, à contrainte normale égale, environ 70 % de celle de l'interface R1-H.
- La dépendance entre la résistance maximale au cisaillement de l'interface et la qualité du coulis de ciment, mesurée par sa résistance à la compression, a pu être mise en évidence pour les interfaces R1 (stries parallèles au sens du cisaillement) et R2 (stries perpendiculaires au sens de cisaillement). La qualité du coulis de ciment a une influence sur la résistance lorsque  $\sigma = 0$  ainsi que sur la pente de la droite dans le diagramme  $\sigma - \tau_{\max}$ .
- L'interface ARH-H (couche d'adhérence - coulis de ciment à haute résistance) est la plus résistante des interfaces testées, mais elle est limitée par son adhésion à la tôle d'acier. La rupture se produit alors par décollement de la couche d'adhérence pour une contrainte de cisaillement d'environ  $5.5 \text{ N/mm}^2$ .
- La couche d'adhérence présente un fluage très marqué durant les 90 premières heures de chargement. Les déformations de fluage semblent toutefois se stabiliser déjà après 3 à 4 jours. Les autres interfaces n'ont pas été soumises à une charge de longue durée.
- Les différents résultats de ces essais de cisaillement direct ne sont strictement valables que pour une contrainte normale inférieure à  $2.5$  ou  $3.0 \text{ N/mm}^2$  selon les interfaces.

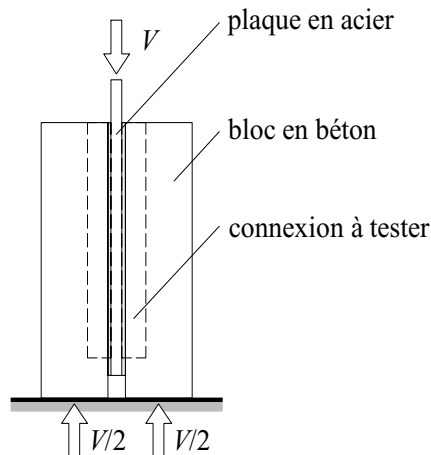
### 3.3 ESSAIS PUSH-OUT

Dans le cadre de cette thèse, des essais de type *push-out* ont été effectués par l'auteur de cette thèse à l'ICOM en plusieurs séries entre 2001 et 2004 sous la direction de M. Dauner du bureau DIC Ingénieurs SA à Aigle. Les résultats de ces essais ont donné lieu à un rapport publié par Dauner [Dauner 2005]. Dans cette section, seuls les essais dont les résultats sont exploités plus loin dans la thèse sont reportés. Plusieurs résultats d'essais ont en particulier été écartés car la qualité de la rugosité des surfaces en béton était insuffisante. Seuls quelques résultats caractéristiques de ces éprouvettes ont été conservés. La description de tous les essais *push-out* effectués est contenue dans [Dauner 2005], [Thomann 2005.1] et [Walbridge 2002].

#### 3.3.1 Description des essais

##### **Eprouvettes et matériaux**

La figure 3.14 illustre le principe de l'essai *push-out*. L'éprouvette est constituée de deux blocs en béton liés à une plaque d'acier au moyen de la connexion à tester. Lors de la mise en charge, une force est appliquée sur la plaque d'acier, force qui doit être transmise par cisaillement à-travers la connexion aux deux blocs de béton qui prennent appui au sol.



**Figure 3.14 - Principe de l'essai push-out**

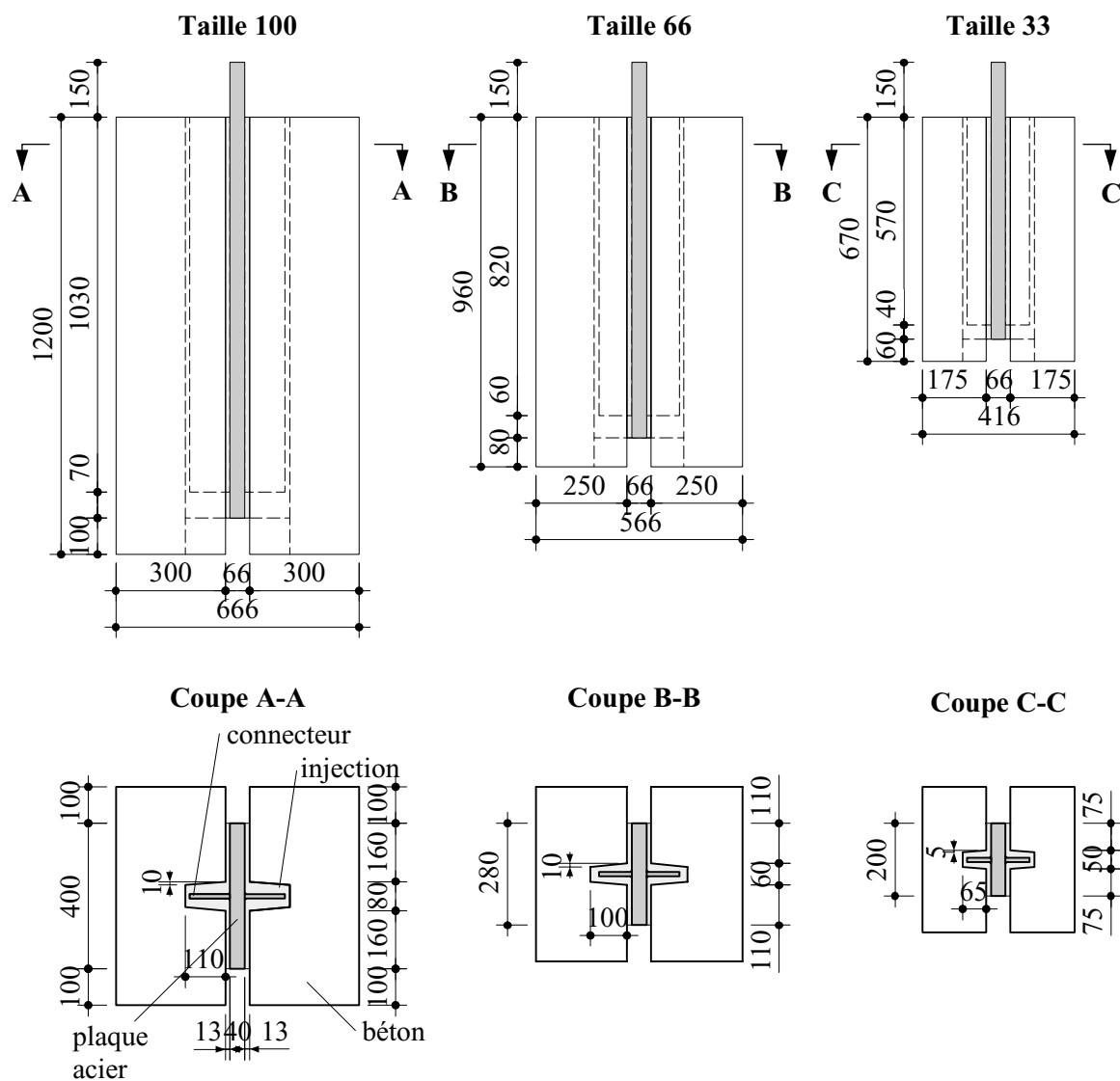
La figure 3.15 illustre la géométrie des éprouvettes. Trois grandeurs d'éprouvettes ont été testées: la taille 100, la taille 66, dont la surface cisaillée vaut environ 66 % de celle des éprouvettes de taille 100, et la taille 33, dont la surface cisaillée vaut environ 33 % de celle des éprouvettes de taille 100.

Les différentes connexions testées sont illustrées à la figure 3.16. Elles se distinguent par le type d'interface sur le connecteur et le type de surface sur la plaque principale en acier. Le matériel de remplissage est toujours un coulis de ciment de type H (§ 3.2.1).

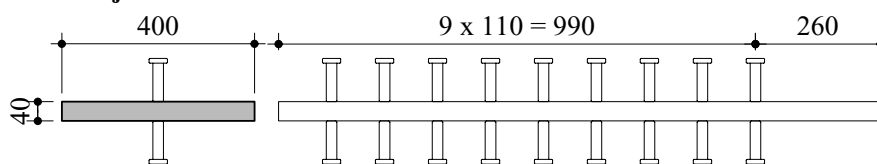
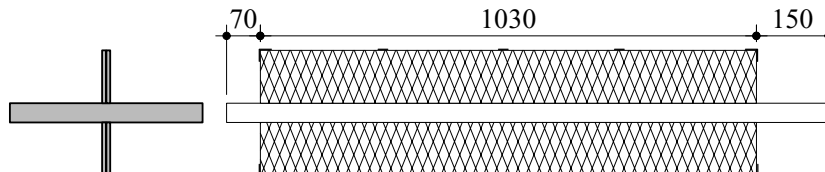
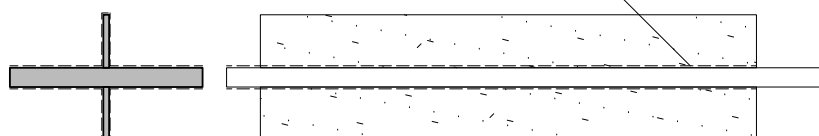
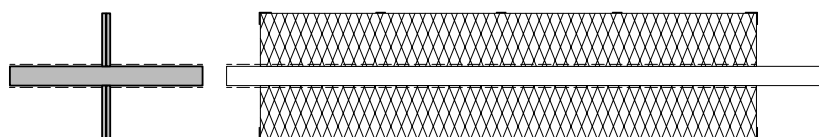
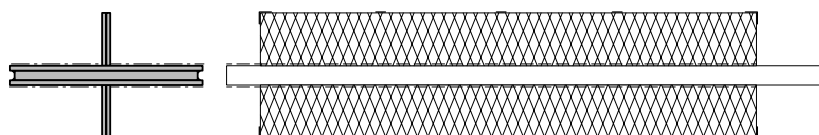
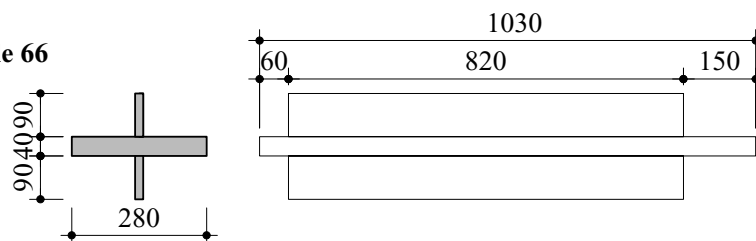
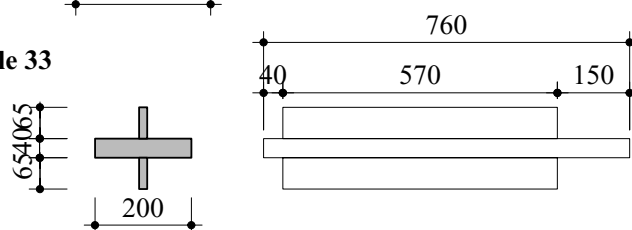
Chaque éprouvette est référencée de la manière suivante: une première lettre (P) indique qu'il s'agit d'un essai *push-out*, une deuxième lettre indique le type de surface sur le connecteur (D pour des goujons, H pour la couche d'adhérence, R pour la tôle striée) et une troisième lettre, le cas échéant, indique le type de surface sur la plaque principale, qui représente l'aile supérieure d'une poutre en acier, selon les mêmes notations. Un chiffre (33, 66 ou 100) indique la grandeur de l'éprouvette. Enfin, un numéro d'ordre permet de différencier les éprouvettes identiques. Ces notations sont synthétisées dans le tableau 3.2.

Le béton est de qualité C40/50 [SIA-262 2003].

Les caractéristiques des surfaces avec la tôle striée et la couche d'adhérence sont décrites dans le paragraphe 3.2.1. Notons que les stries, dans les essais *push-out*, sont toujours placées perpendiculairement à la direction du cisaillement. Il s'agit donc d'une tôle striée R1. Les surfaces de béton en contact avec le coulis de ciment sont rendues rugueuses par l'emploi d'un retardateur de prise de type Pieri DRC 6/80. Leur rugosité vaut (Annexe A):  $R_a = 0.96$  mm,  $R_p = 1.209$ . Les éprouvettes des séries 2 et 3 (tableau 3.3) ont subi un défaut de fabrication qui a rendu la surface de béton faiblement rugueuse (retardateur de prise de type Pieri DRC 6/10). Leur rugosité vaut (Annexe A):  $R_a = 0.11$  mm,  $R_p = 1.007$ . Ce problème a également été rencontré, bien que dans une moindre mesure, sur les éprouvettes PRH 100-4 et PRH 100-5.



*Figure 3.15 - Géométrie des éprouvettes*

**Taille 100****PD Goujons Ø 22/100****PR Tôle striée 4 BRI 8/10****PHH Couche d'adhérence sur l'aile et le connecteur 2  $\square$  110/12**  
couche d'adhérence ICOSIT Haftmasse**PRH Tôle striée avec couche d'adhérence 4 BRI 8/10****PRR Tôle striée sur l'aile et le connecteur 4 BRI 8/10****Taille 66****Taille 33**

La géométrie des éprouvettes de taille 66 et de taille 33 est valable pour les connexions de type PRH et PRR

**Figure 3.16 - Géométrie des connexions**

**Tableau 3.2 - Caractéristiques des connexions testées**

| Connexion | Connecteur (perpendiculaire à l'aile) | Surface de l'aile  |
|-----------|---------------------------------------|--------------------|
| PD        | Goujons                               | - (peinture)       |
| PR        | Tôle striée R1                        | - (peinture)       |
| PHH       | Couche d'adhérence                    | Couche d'adhérence |
| PRH       | Tôle striée R1                        | Couche d'adhérence |
| PRR       | Tôle striée R1                        | Tôle striée R1     |

**Programme des essais**

Les essais ont été effectués en quatre séries. Le tableau 3.3 résume les paramètres testés lors de chaque série d'essai ainsi que les éprouvettes correspondant aux différents essais. Ce programme d'essai contient des essais à la rupture, des essais de fluage (2 mois) et des essais de fatigue.

**Tableau 3.3 - Programme des essais push-out**

| Série | Type d'essai         | Eprouvettes   | Paramètres  |
|-------|----------------------|---|---|
| 1     | Rupture              | PD 100-2; PR 100-1 à PR 100-3;<br>PHH 100-1 à PHH 100-3; PRH 100-1<br>à PRH 100-3 | Type de connexion (goujons, tôle<br>striée, couche d'adhérence)     |
| 2     | Rupture              | PRH 33-1 et PRH 33-2;<br>PRH 66-2 à PRH 66-4;<br>PRR 33-2; PRR 66-1 à PRR 66-4    | Taille et type de connexion   |
|       | Fatigue <sup>a</sup> | PRH 66-1 et PRH 66-2;<br>PRR 66-1 et PRR 66-2                                     | Type de connexion   |
|       | Fluage               | PRH 33-1; PRH 66-3; PRR 66-3  | Taille et type de connexion   |
| 3     | Rupture              | PRH 33-3 et PRH 33-4<br>PRH 66-5 et PRH 66-6;<br>PRR 33-4 et PRR 66-5             | Identique à la série 2 (complément)                                 |
|       | Fatigue              | PRH 66-7 et PRR 66-5  |   |
|       | Fluage               | PRH 33-5; PRR 33-3; PD 66-1   |   |
| 4     | Rupture              | PRH 33-6 à PRH 33-8; PRH 66-8 à<br>PRH 66-10; PRH 100-4 à PRH 100-6               | Vérification des résistances maxi-<br>males de la connexion retenue |

a. Les essais de fatigue ont été arrêtés après 2 millions de cycles pour effectuer un essai à la rupture.

**Chargement et mesures**

Pour les essais à la rupture, la vitesse de chargement en déplacement contrôlé est choisie de manière à ce que le temps entre le début de l'essai et la rupture soit d'au minimum 15 minutes, conformément aux recommandations européennes [EC-4.1.1 2004]. Les essais de fluage de la série 2 ont été effectués durant les 37 premiers jours avec une charge de 1200 kN pour les éprouvettes de taille 66 et de 600 kN pour les éprouvettes de taille 33 (50 % de la charge de rupture estimée). La charge a ensuite été diminuée après 37 jours à 800 kN pour les éprouvette des taille 66 et à 400 kN pour les éprouvettes de taille 33 (environ 33 % de la charge de rupture estimée). Les essais de fluage de la série 3 ont été réalisés avec

une charge de 800 kN pour les éprouvette des taille 66 et à 400 kN pour les éprouvettes de taille 33 (environ 33 % de la charge de rupture estimée).

Les essais de fatigue sont réalisés avec une fréquence de 3.3 Hz. Les valeurs minimales et maximales de la charge appliquée sont détaillées dans le tableau 3.5.

La figure 3.17 illustre la disposition des capteurs inductifs pour la mesure des déplacements. Les capteurs gl-0 à gl-3 mesurent le glissement vertical  $s$  selon l'axe  $x$ , les capteurs ec-0 et ec-1 mesurent le déplacement absolu des blocs en béton selon l'axe  $z$ , les capteurs ec-2 et ec-3 mesurent l'écartement acier - béton sur le dessus de l'éprouvette selon l'axe  $z$ , les capteurs ec-4 à ec-7 mesurent l'écartement du bloc de béton autour du connecteur sur le dessus de l'éprouvette selon l'axe  $y$ , et les capteurs ec-8 et ec-9 mesurent l'écartement des deux blocs de béton selon l'axe  $z$  en-haut et en-bas de l'éprouvette.

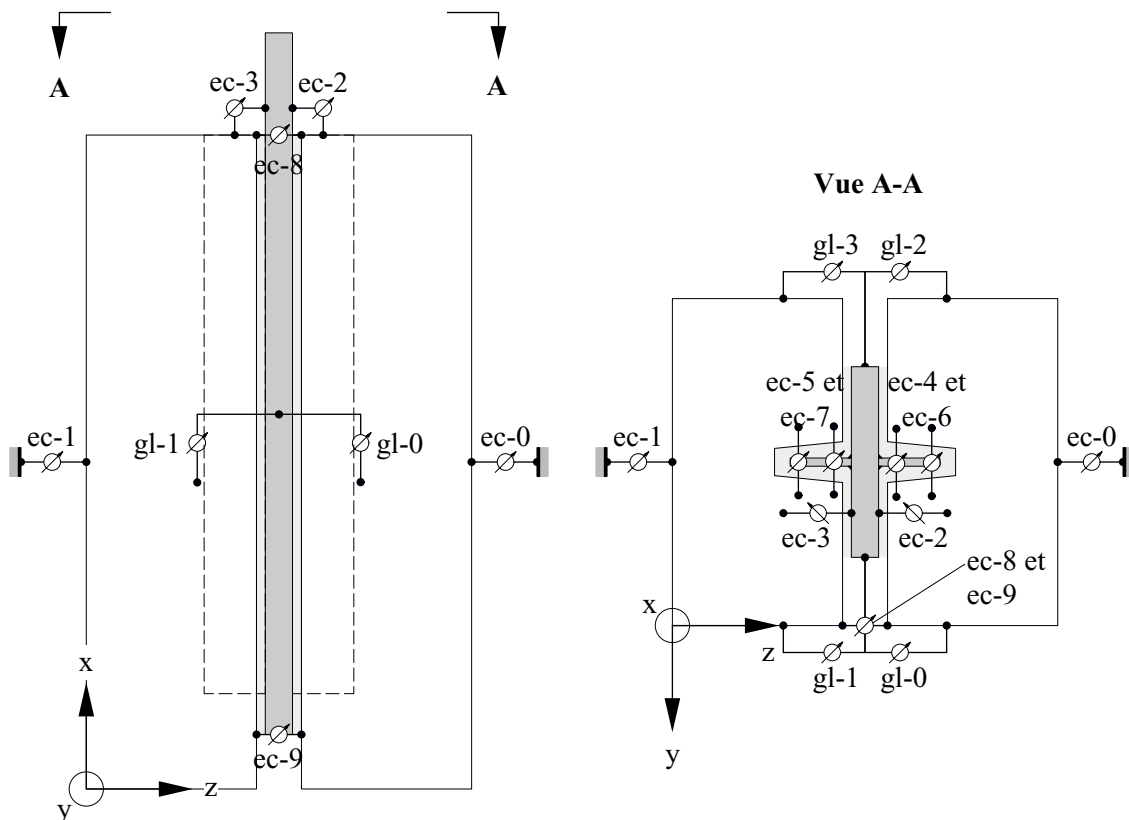


Figure 3.17 - Disposition des capteurs inductifs

### 3.3.2 Résultats et observations

#### Essais de rupture

Le tableau 3.4 contient les principaux résultats des essais de rupture. Dans les colonnes «Surface de rupture», la légende est la suivante:

- le chiffre (1) signifie une rupture dans l'interface acier - coulis de ciment,
- le chiffre (2) signifie une rupture dans l'interface béton - coulis de ciment,
- le chiffre (3) signifie une rupture dans l'interface couche d'adhérence - coulis de ciment,
- le chiffre (4) signifie une rupture dans l'interface couche d'adhérence - acier, ce qui correspond à un décollement de la couche d'adhérence.
- le chiffre (5) signifie une rupture locale interne au béton, qui a été observée dans quelques cas,
- le chiffre (6) signifie une rupture interne au coulis de ciment.

**Tableau 3.4 - Résultats des essais de rupture**

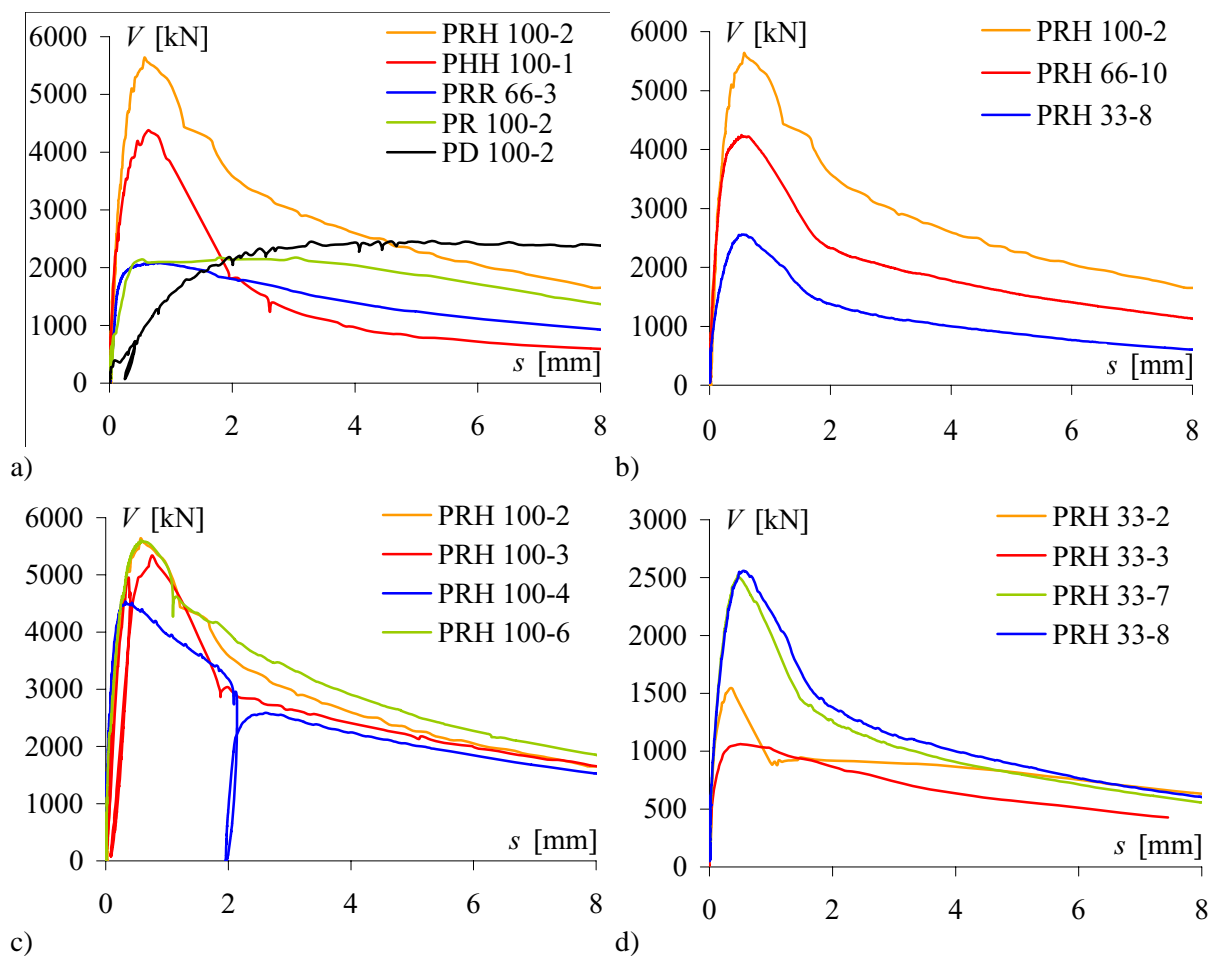
| Eprouvette | Force maxi-<br>male $V_{\max}$ [kN] | Surface de rupture<br>connecteur | Surface de rupture<br>aile | Remarque          |
|------------|-------------------------------------|----------------------------------|----------------------------|-------------------|
| PD 100-2   | 2464                                | Flexion des goujons              | -                          |                   |
| PR 100-1   | 2337                                | (1)                              | -                          |                   |
| PR 100-2   | 2226                                |                                  |                            |                   |
| PR 100-3   | 2033                                |                                  |                            |                   |
| PHH 100-1  | 4449                                | (4)                              | (2), (3) et (6)            |                   |
| PHH 100-2  | 4952                                |                                  |                            |                   |
| PHH 100-3  | 4330                                |                                  |                            |                   |
| PRH 100-1  | 5750                                | (1)                              |                            |                   |
| PRH 100-2  | 5635                                |                                  |                            |                   |
| PRH 100-3  | 5339                                |                                  |                            |                   |
| PRH 33-1   | 1670                                | (1) et (2)                       | (2)                        | fluage préalable  |
| PRH 33-2   | 1546                                | (1)                              | (2) et (4)                 |                   |
| PRH 66-2   | 2537                                | (1)                              | (2) et (4)                 | fatigue préalable |
| PRH 66-3   | 2061                                |                                  |                            | fluage préalable  |
| PRH 66-4   | 2399                                | (1), localement (2)              | (2)                        |                   |
| PRR 33-2   | 1076                                | (1)                              | (1)                        |                   |
| PRR 66-1   | 2246                                | (1)                              | (1)                        | fatigue préalable |
| PRR 66-2   | 2409                                |                                  |                            | fatigue préalable |
| PRR 66-3   | 2085                                |                                  |                            | fluage préalable  |
| PRR 66-4   | 2824                                |                                  | (1) et (2)                 |                   |
| PRH 33-3   | 1062                                | (2), localement (1)              | (2)                        |                   |
| PRH 33-4   | 995                                 |                                  |                            |                   |
| PRH 66-5   | 1541                                | (2), localement (1)              | (2) et (5)                 |                   |
| PRH 66-6   | 2705                                |                                  |                            |                   |
| PRR 33-4   | 1516                                | (2), localement (1)              | (2)                        |                   |
| PRR 66-5   | 2456                                |                                  |                            | fatigue préalable |
| PRH 33-6   | 2114                                | (1)                              | (2), localement (3) et (5) |                   |
| PRH 33-7   | 2520                                |                                  |                            |                   |
| PRH 33-8   | 2559                                |                                  |                            |                   |
| PRH 66-8   | 4004                                |                                  | (2) et (5), localement (4) |                   |
| PRH 66-9   | 4153                                |                                  |                            |                   |
| PRH 66-10  | 4243                                |                                  |                            |                   |
| PRH 100-4  | 4534                                | (1)                              | (2), localement (3) et (5) |                   |
| PRH 100-5  | 4548                                | (1), localement (2)              |                            |                   |
| PRH 100-6  | 5595                                |                                  |                            |                   |



Le tableau 3.4 indique que les surfaces de rupture passent en majorité dans les interfaces, et non à l'intérieur des matériaux (béton, coulis de ciment). Les seules exceptions à cela sont une rupture locale dans le coulis de ciment pour les éprouvettes PRH 100-1 à -3 et une rupture locale dans le béton pour les éprouvettes de la série 4. Ces surfaces de rupture qui ne passent localement pas dans les interfaces ne se créent toutefois jamais sur plus de 30 % de la longueur de la connexion.

Les éprouvettes dont la rugosité du béton a été jugée mauvaise, soit les éprouvettes des séries 2 et 3 ainsi que, dans une moindre mesure, les éprouvettes PRH 100-4 et PRH 100-5, présentent des résistances nettement inférieures aux autres éprouvettes de même type et de même taille. La position de la surface de rupture de ces éprouvettes peut être différente à cause de la rugosité insuffisante du béton. Par exemple, dans les éprouvettes PRH, la surface de rupture le long du connecteur passe dans l'interface acier - coulis de ciment en cas de rugosité du béton élevée, mais dans l'interface béton - coulis de ciment en cas de faible rugosité. C'est pourquoi les résultats des éprouvettes des essais à la rupture des séries 2 et 3 ne seront pas conservés pour valider les modèles proposés dans le chapitre 5 avec surfaces en béton rugueuses.

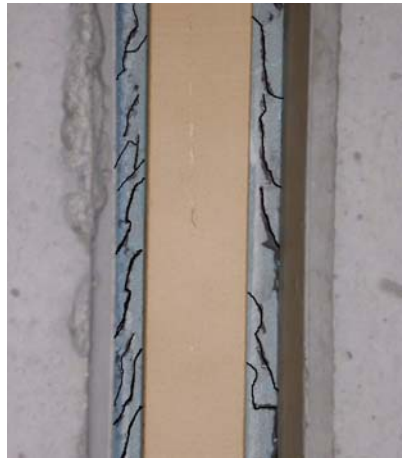
La figure 3.18 illustre la relation entre le glissement  $s$  (moyenne des capteurs gl-0 à ec-3) et la force de cisaillement  $V$  pour différentes éprouvettes. La figure 3.18 a) illustre la relation  $V-s$  de différentes connexions pour une taille 100, ainsi que pour l'éprouvette PRR 66-3 (aucun essai n'a été effectué sur une éprouvette PRR de taille 100). La figure 3.18 b) illustre la relation  $V-s$  pour des éprouvettes de différentes tailles avec une connexion de type PRH. La figure 3.18 c) et la figure 3.18 d) illustrent la dispersion des résultats pour quatre des six éprouvettes PRH 100 ainsi que pour quatre des huit éprouvettes de type PRH 33.



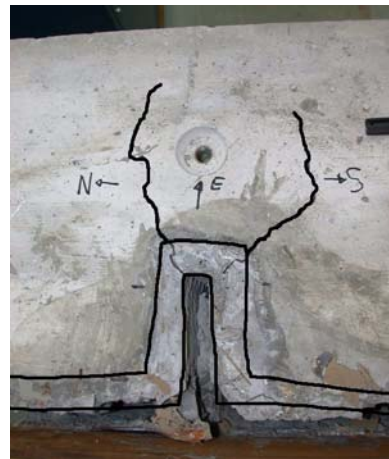
**Figure 3.18** - Relation entre le glissement  $s$  et la force de cisaillement  $V$ , a) comparaison des différentes connexions, b) influence de la taille, c) et d) variabilité des résultats (PRH 100 et PRH 33)

Durant les essais de rupture, deux types de fissures sont observés, comme illustré à la figure 3.19.

- D'une part des fissures obliques dans le coulis de ciment, sur les côtés des éprouvettes, entre les capteurs ec-8 et ec-9 (figure 3.19 a)). Ces fissures apparaissent peu avant que la charge atteigne sa valeur maximale. Elles sont observables sur les éprouvettes de type PHH, PRH et PRR. Dans certains cas, ces petites fissures obliques sont remplacées par une longue fissure verticale dans l'interface béton - coulis de ciment.
- Une ou deux fissures radiales sur le dessus de l'éprouvette (figure 3.19 b)), dans le prolongement du connecteur. Ces fissures apparaissent également avant la rupture, comme l'indiquent les mesures des capteurs de déplacement placés perpendiculairement à ces fissures (figure 3.20). Cette figure montre un brusque changement de l'écartement au moment de l'ouverture des fissures, pour une charge d'environ 1800 kN. Jusqu'à l'apparition des fissures, les capteurs enregistrent un écartement négatif, soit une fermeture. Cela est dû au fait que les capteurs ec-4 à ec-7 se trouvent sur le dessus de l'éprouvette. En effet, les excentricités entre les axes des forces de cisaillement créent des moments de flexion parasites qui compriment le haut et qui écartent le bas de l'éprouvette. La fermeture mesurée correspond à cette compression. La longueur des fissures radiales varie passablement d'une éprouvette à l'autre et atteint en moyenne 75 % de l'épaisseur totale de la dalle en béton. La trajectoire illustrée à figure 3.19 b) est caractéristique de ces fissures. Ces fissures ont été observées sur toutes les éprouvettes.

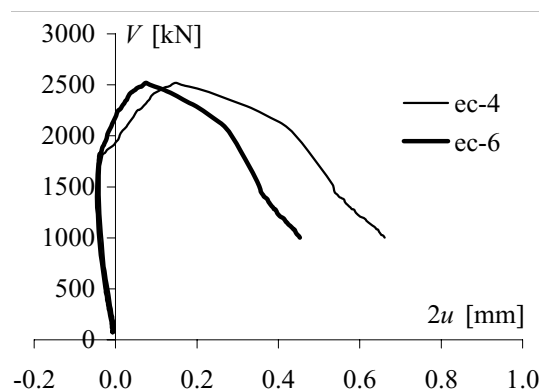


a)



b)

**Figure 3.19 - Fissuration lors des essais à la rupture, a) fissures latérales, b) fissures radiales**



**Figure 3.20 - Mesure de l'écartement total  $2u$  du béton perpendiculairement au connecteur (fissures radiales, PRH 33-7)**

## Essais de fluage

Il est difficile d'exploiter les résultats des essais durant lesquels la charge a été modifiée en cours d'essai pour étudier le fluage (§ 3.3.1) car ce processus expérimental non conventionnel ne permet pas de comparer les résultats avec d'autres essais. Pour cette raison, seuls les résultats des essais de fluage de la série 3 sont représentés à la figure 3.21. Les autres résultats sont toutefois utiles pour déterminer si une charge de longue durée a un effet sur la résistance de la connexion, puisque ces éprouvettes ont ensuite été testées jusqu'à la rupture.

La figure 3.21 représente l'évolution du glissement moyen dans la connexion en fonction du temps lors des essais de fluage. Après deux mois de chargement, le glissement n'est pas stabilisé mais sa vitesse a considérablement diminué par rapport à la vitesse de glissement au début de l'essai. Aucune fissure n'a été observée durant ces essais.

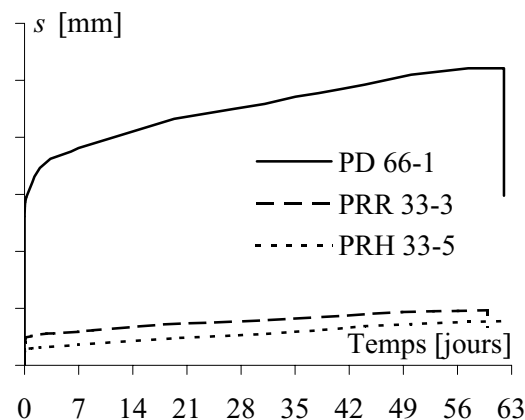


Figure 3.21 - Résultats des essais de fluage

## Essais de fatigue

Le tableau 3.5 synthétise les résultats des essais de fatigue. Les éprouvettes PRH 66-1 et -2 n'ont pas résisté aux 2 millions de cycles prévus. Les autres éprouvettes ont été testées à la rupture après l'essai de fatigue (tableau 3.4). Aucune fissure n'a été observée durant les essais de fatigue.

Tableau 3.5 - Résultats des essais de fatigue

| Eprouvette | $V_{\min, \text{fat}}$<br>[kN] | $V_{\max, \text{fat}}$<br>[kN] | $\Delta V$<br>[kN] | $V_{\max}^a$<br>[kN] | $V_{\max, \text{fat}}/V_{\max}$<br>[-] | $N$<br>[ $10^6$ ] | Remarques        |
|------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------|----------------------|--|-------------------|------------------|
| PRH 66-1   | 1000                           | 1650                           | 650                | 2400*                | 0.69                                   | 0.92              | rupture          |
| PRH 66-2   | 500                            | 950                            | 450                | 2537                 | 0.37                                   | 2.0               | arrêt de l'essai |
| PRH 66-7   | 200                            | 1100                           | 900                | 2400*                | 0.46                                   | 0.57              | rupture          |
| PRR 66-1   | 500                            | 950                            | 450                | 2246                 | 0.42                                   | 2.0               | arrêt de l'essai |
| PRR 66-2   | 650                            | 1200                           | 550                | 2409                 | 0.50                                   | 2.0               | arrêt de l'essai |
| PRR 66-5   | 200                            | 700                            | 500                | 2456                 | 0.28                                   | 6.0               | arrêt de l'essai |

a. Résistance ultime de l'éprouvette, d'après le tableau 3.4 ou estimée (\*) lorsque la rupture a été atteinte en fatigue

### 3.3.3 Discussion

#### Résistance maximale

La comparaison des courbes  $V-s$  des différents types de connexion par adhérence, illustrées à la figure 3.18 a) et synthétisées dans le tableau 3.4, montre que les éprouvettes de type PRH sont les plus résistantes, devant les éprouvettes de type PHH, puis de type PRR et enfin de type PR. Ces dernières ont environ la même résistance qu'une éprouvette avec une rangée de goujons de diamètre 22 mm (type PD) espacés de 110 mm, soit environ 1200 kN/m. L'espacement de 110 mm correspond au minimum requis par les normes en vigueur [SIA-264 2003] pour des goujons de diamètre 22 mm. Les connexions par adhérence testées constituent donc toutes des alternatives intéressantes aux goujons en ce qui concerne la résistance sous charge statique. Dans les conditions des essais *push-out*, la résistance des éprouvettes de type PRH atteint même jusqu'à environ 2.5 fois la résistance d'une rangée de goujons.

La lecture du tableau 3.4 pour les éprouvettes de type PRH, ainsi que la figure 3.18 b), montre que la résistance au cisaillement n'est pas proportionnelle à la taille de l'éprouvette. En effet, alors que la surface des interfaces des éprouvettes de taille 33 vaut 33 % de celle des éprouvettes de taille 100, leur résistance vaut environ 45 % de la résistance des éprouvettes de taille 100. De même, les éprouvettes de taille 66 ont une résistance d'environ 75 % de celle des éprouvettes de taille 100. Autrement dit, la contrainte moyenne de cisaillement à la rupture semble être dépendante de la taille de l'éprouvette et serait d'autant plus grande que les dimensions sont petites. Cet effet de taille est étudié dans la section 5.4.

Les éprouvettes des essais des séries 2 et 3 et, dans une moindre mesure, les éprouvettes PRH 100-4 et PRH 100-5, ont des surfaces de béton dont la rugosité est inférieure à la rugosité souhaitée. Cette rugosité insuffisante se traduit par deux effets:

- La surface de rupture le long du connecteur passe de l'interface acier - coulis de ciment à l'interface béton - coulis de ciment, comme cela peut être constaté dans le tableau 3.4. Dans ce cas, la variabilité des résultats d'essai augmente lorsque l'interface déterminante le long du connecteur est l'interface avec le béton plutôt que celle avec l'acier, car la variabilité naturelle de la rugosité de la surface en béton est supérieure à celle d'une tôle striée produite industriellement. Pour limiter la variabilité des résultats, il est donc important de garantir une rugosité suffisante des surfaces en béton pour que la surface de rupture le long du connecteur passe dans l'interface acier - coulis de ciment.
- La résistance de l'éprouvette diminue, comme cela peut être observé sur la figure 3.18 c) et d). Cet effet peut être très marqué. Sur la figure 3.18 c), il peut être observé que la résistance de l'éprouvette PRH 100-4 est inférieure d'environ 20 % à la résistance des autres éprouvettes PRH 100. Sur la figure 3.18 d), la même observation montre que la résistance de l'éprouvette PRH 33-3 vaut seulement 1062 kN alors que celle de l'éprouvette PRH 33-7 vaut 2520 kN. Il existe un rapport d'environ 2.4 entre ces deux résistances qui reflète l'importance d'accorder un soin particulier à la réalisation des surfaces rugueuses en béton. Dans le cas considéré, un mauvais retardateur de prise a été utilisé. Ce type d'erreur doit absolument être détecté par un contrôle de qualité rigoureux, de manière à éviter des accidents dont les conséquences peuvent être graves.

Cette rugosité minimale peut être fixée, à défaut de valeurs moins conservatrices, à  $R_a = 0.96$  mm,  $R_p = 1.209$  (Annexe A), ce qui correspond à la rugosité des surfaces dont la rugosité a été jugée suffisante.

Dans le cas des éprouvettes de type PHH, un décollement de la couche d'adhérence a été observé sur le connecteur à cause d'une contrainte normale élevée, probablement supérieure à  $1.5 \text{ N/mm}^2$  (§ 3.2.3). Ce décollement limite la résistance de la connexion à une valeur qui dépend de l'adhésion chimique entre l'acier et la couche d'adhérence, et qui présente naturellement une forte variabilité puisqu'elle dépend entre autre de la qualité du sablage ou encore d'éventuels résidus de graisse sur la surface d'acier. Les connexions de type PHH présentent donc le désavantage que, quelle que soit la surface de rupture le long du connecteur et donc indépendamment de la rugosité du béton, la variabilité de la résistance maximale peut être importante.

### Comportement post-rupture

La lecture de la figure 3.18 a) montre que les éprouvettes avec couche d'adhérence, soit les éprouvettes de type PRH et PHH, possèdent le comportement le moins ductile. Les éprouvettes de type PHH, dont la surface de rupture sur le connecteur passe entre la couche d'adhérence et l'acier, ont un comportement particulièrement fragile, qui se traduit par une instabilité de la machine d'essai, pourtant contrôlée en déplacement. Aucune connexion par adhérence ne présente une aussi grande ductilité que la connexion avec goujons. Toutefois, la connexion de type PR a un comportement relativement ductile puisque sa capacité de déformation  $s_2$  vaut entre 4.0 et 4.9 mm selon l'éprouvette, ce qui reste toutefois inférieur au critère de l'EC-4 partie 1.1 [EC-4.1.1 2004] selon lequel une connexion est ductile lorsque  $s_{2k} > 6.0$  mm.

### Rigidité

L'observation de la figure 3.18 a) montre encore que la rigidité des connexions par adhérence est très élevée par rapport à celle d'une connexion avec des goujons (PD 100-2). La rigidité de la connexion peut être définie comme un effort rasant par millimètre de glissement. Le tableau 3.6 contient les valeurs de la rigidité sécante lorsque  $V = V_{\max}/2$  et de la rigidité sécante à la rupture pour les éprouvettes de type PR, PRH et pour l'éprouvette PD 100-2. Il peut être observé que la rigidité augmente avec la taille de la connexion. Ceci est dû à l'augmentation de la largeur de l'aile. Toutefois, cette augmentation de la rigidité est sous-proportionnelle. La sous-proportionnalité montre qu'il existe là aussi un effet de taille. Les petites éprouvettes sont, par rapport à leur taille, plus rigides que les grandes éprouvettes. Cet effet est discuté et expliqué à la section 5.4. Par ailleurs, ce tableau montre que la rigidité des connexions par adhérence de type RH est environ 25 à 30 fois plus élevée que la rigidité d'une connexion par goujons. La connexion des connexions par adhérence de type R est environ 5 fois plus élevée que celle des connexions par goujons lorsque  $V = V_{\max}/2$ . Au moment de la rupture, la rigidité n'est plus qu'environ deux fois plus grande.

**Tableau 3.6 - Rigidité des connexions de type PR, PRH et PD**

|  | PR 100    | PRH 33        | PRH 66        | PRH 100       | PD 100-2 |
|--|-----------|---------------|---------------|---------------|----------|
| Rigidité sécante lorsque $V = V_{\max}/2$ [N/mm <sup>2</sup> ] | 3800      | 10400 à 11200 | 13400 à 15200 | 17000 à 18200 | 760      |
| Rigidité sécante lorsque $V = V_{\max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]   | 460 à 620 | 3800 à 4400   | 4500 à 5600   | 5600 à 6200   | 240      |

Le cycle de décharge - recharge post-rupture sur l'éprouvette PRH 100-4 illustré à la figure 3.18 c) permet de calculer une rigidité de 4800 N/mm<sup>2</sup>. Cette valeur est nettement inférieure à celle calculée sur la branche pré-rupture (17000 à 18200 N/mm<sup>2</sup>). Cette différence s'explique par le fait que la rigidité calculée lorsque  $V = V_{\max}/2$  correspond à la rigidité de la connexion avant l'ouverture des fissures radiales (figure 3.19 b)). La rigidité mesurée lors du cycle de décharge - recharge post-rupture est légèrement inférieure à la rigidité sécante à la rupture (5600 à 6200 N/mm<sup>2</sup>). Cette différence peut être expliquée par l'endommagement qui se produit lors de la rupture. La connexion par adhérence reste toutefois environ 20 fois plus rigide que la connexion avec les goujons même après la rupture, malgré une dalle fissurée et des interfaces endommagées.

### Fluage

Les déformations différées dues au fluage de la connexion peuvent être interprétées à l'aide du coefficient de fluage  $\phi_t$ , défini par l'équation (3.1). Le tableau 3.7 contient les coefficients évalués pour  $t = 60$  jours pour les trois types d'éprouvettes. Sa lecture montre que le coefficient  $\phi_{60}$  pour l'éprouvette PRH 33-5 est nettement plus faible que le coefficient calculé pour la couche d'adhérence seule (éprouvette AH-H-6, § 3.2.3), qui vaut 10.3 après 90 heures. Le fluage mesuré lors de l'essai sur l'éprouvette AH-H-6 est donc le fluage de la couche d'adhérence et non celui du coulis de ciment. La

présence, dans les essais *push-out*, des interfaces avec la tôle striée et le béton a donc un effet très favorable sur le comportement sous charges permanentes de la connexion. De plus, ce tableau montre que la connexion avec les goujons a le coefficient de fluage le plus faible. Toutefois, il est intéressant de noter que ceci est dû au fait que la déformation élastique  $s_0$  est beaucoup plus grande pour les goujons que pour les connexions par adhérence. La déformation absolue due au fluage de la connexion ( $s_{60} - s_0$ ) après 60 jours de chargement vaut environ 0.055 mm pour les connexions par adhérence, alors qu'elle vaut 0.26 mm pour la connexion au moyen de goujons. Le fluage absolu est donc plus faible pour les connexions par adhérence que pour la connexion au moyen de goujons.

**Tableau 3.7 - Calcul des coefficients de fluage  $\phi_{60}$**

| Eprouvette | $s_0$ [mm] | $s_{60}$ [mm] | $\phi_{60}$ [-] |
|------------|------------|---------------|-----------------|
| PD 66-1    | 0.261      | 0.521         | 1.0             |
| PRH 33-5   | 0.023      | 0.078         | 2.4             |
| PRR 33-3   | 0.040      | 0.096         | 1.4             |

On constate encore à la lecture du tableau 3.4 que la présence d'une charge de longue durée semble avoir un effet négatif sur la résistance de la connexion. Par exemple, la résistance de l'éprouvette PRH 66-3 (2061 kN) est plus faible que celle de l'éprouvette PRH 66-4 (2399 kN). Il en va de même pour la comparaison entre les éprouvettes PRR 66-3 (2085 kN) et PRR 66-4 (2824 kN). Toutefois, ce résultat ne se vérifie pas pour les éprouvettes PRH 33-1 (fluage, 1670 kN) et PRH 33-2 (pas de fluage, 1546 kN). Il peut donc être déduit que les conséquences sur la résistance maximale d'une charge d'environ 25 % de cette résistance maximale appliquée durant 2 mois sont inférieures à la dispersion des résistances mesurées.

### **Fatigue**

La résistance à la fatigue ne peut pas être déterminée sur la base de quatre résultats seulement, d'autant plus que les caractéristiques de l'éprouvette (type de connexion) et de l'essai (amplitude du cycle) changent à chaque essai et que trois des quatre essais ont été interrompus avant rupture. Toutefois, le fait que les trois éprouvettes chargées entre environ 20 % et 40 % de leur résistance maximale aient supporté 2 millions de cycles est une indication forte que les deux connexions testées (PRR et PRH) sont peu sensibles à la fatigue.

Les trois éprouvettes qui ont subi 2 millions de cycles de fatigue avant l'essai à la rupture ne semblent pas avoir été endommagées par ce chargement cyclique préalable. En effet, l'éprouvette PRH 66-2 (fatigue puis rupture) a une résistance de 2537 kN, alors que l'éprouvette PRH 66-4 (rupture uniquement) a une résistance de 2399 kN. En ce qui concerne les éprouvettes de type PRR, les résistances des éprouvettes PRR 66-1 et -2 (fatigue puis rupture) ont respectivement une résistance de 2246 et 2409 kN, alors que l'éprouvette PRR 66-4 (rupture uniquement) a une résistance de 2809 kN.

Toutefois, la dispersion des résultats observée lors des séries 2 et 3 doit inciter à ne pas tirer de conclusions hâtives sur ces observations. En effet, la différence entre la résistance maximale et minimale de deux éprouvettes identiques vaut 10 à 20 % de la résistance maximale. Or, la différence de résistance entre les éprouvettes de type PRR ayant subi un essai de fatigue et celles n'en ayant pas subi (PRR 66-4) est de 20 % (PRR 66-1) respectivement 15 % (PRR 66-2) de la résistance maximale. La diminution de la résistance suite aux essais de fatigue n'est donc pas significative par rapport à la dispersion des résultats.

### **3.3.4 Synthèse**

44 essais *push-out*, répartis en 34 essais à la rupture, 6 essais de fluage et 4 essais de fatigue, ont été effectués. Ces essais ont permis d'observer et de mesurer le comportement de quatre types de connexion

par adhérence et d'une connexion avec des goujons. Les résultats les plus importants sont synthétisés ci-dessous.

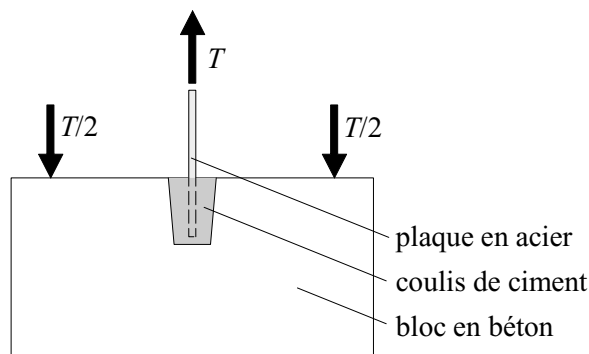
- La connexion de type PRH 100 a une résistance maximale d'environ 2800 kN/m. Cette résistance est environ 2.5 fois plus importante qu'une connexion avec une ligne de goujons de diamètre 22 mm. Elle présente toutefois un comportement post-rupture peu ductile. La surface de rupture passe dans l'interface béton - coulis de ciment sur l'aile et dans l'interface tôle striée - coulis de ciment sur le connecteur.
- La connexion de type PR a une résistance maximale environ identique à celle des goujons, soit 1100 kN/m. Sa ductilité vaut environ 4.5 mm, ce qui ne correspond pas aux exigences de l'EC-4.1.1 (sect. 2.5). La surface de rupture passe dans l'interface tôle striée - coulis de ciment.
- La connexion de type PHH a une résistance maximale d'environ 2300 kN/m, mais un comportement post-rupture très fragile dû au décollement de la couche d'adhérence du connecteur. La surface de rupture passe également dans l'interface béton - coulis de ciment le long de l'aile.
- La connexion de type PRR n'a pas pu être testée dans de bonnes conditions à cause de la rugosité des surfaces en béton insuffisante sur ces éprouvettes. Ce type de connexion est moins résistant que la connexion de type PRH. De plus, la fabrication de la connexion de type PRR demande plus de travail que celle de type PRH [Dauner 2005]. La surface de rupture passe entièrement dans l'interface tôle striée - coulis de ciment si la rugosité de la surface en béton n'est pas trop mauvaise.
- Par conséquent, toutes les connexions testées constituent des alternatives intéressantes aux goujons en ce qui concerne la résistance statique. Elles présentent en revanche une ductilité toujours inférieure à celle des goujons.
- Les résultats des essais ont montré qu'il semble exister un effet de taille. Plus la connexion est grande (mesurée sur la base d'une dimension caractéristique), plus sa résistance par unité de surface est petite. Il en va de même pour la rigidité de la connexion, qui croît de manière sous-proportionnelle avec la taille de la connexion.
- La rugosité du béton est un paramètre qui conditionne tant la position de la surface de rupture que la résistance des connexions par adhérence. Lorsque cette rugosité est insuffisante, la résistance diminue d'un facteur pouvant atteindre 2.5 et la variabilité des résultats augmente. C'est pourquoi il est nécessaire de vouer un soin particulier à la préparation de cette surface rugueuse et de mettre en place un contrôle de la qualité de l'exécution. La rugosité minimale à obtenir vaut  $R_a = 0.96$  mm,  $R_p = 1.209$  (Annexe A).
- La dalle en béton fissure dans le prolongement du connecteur avant la rupture de la connexion. Ces fissures se propagent en direction de la fibre supérieure de la dalle en béton.
- La rigidité pré-rupture des connexions par adhérence est environ 25 à 30 fois plus importante que celle de la connexion avec les goujons. Même après la rupture et avec l'apparition des fissures dans la dalle en béton, la rigidité reste environ 20 fois plus importante que pour les goujons.
- Les connexions par adhérence fluent (60 jours avec 25 % de la charge de rupture estimée: PRR:  $\phi_{60} = 1.4$ ; PRH:  $\phi_{60} = 2.4$ ). Leur fluage absolu est toutefois inférieur à celui des connexions avec des goujons. Le fluage de la connexion de type PRH est nettement inférieur au fluage de la couche d'adhérence seule. La tôle striée produit donc un effet très positif sur le comportement sous charges de longue durée de la connexion de type PRH.
- La résistance à la fatigue n'a pas pu être quantifiée par manque de données expérimentales en suffisance. Les quatre essais effectués semblent toutefois montrer que les connexions de type PRR et PRH supportent sans endommagement notable 2 millions de cycles entre 20 et 40 % de la résistance maximale au cisaillement.

### 3.4 ESSAIS D'ARRACHEMENT

Les essais d'arrachement, comme les essais *push-out*, ont été effectués à l'ICOM par l'auteur de cette thèse en octobre 2002 dans le cadre d'un mandat du canton d'Argovie dont la direction a été assurée par M. Dauner du bureau DIC Ingénieurs SA à Aigle. Dans cette section, seuls les essais dont les résultats sont exploités plus loin dans la thèse sont reportés. Les résultats complets se trouvent dans [Thomann 2005.1].

### 3.4.1 Description des essais

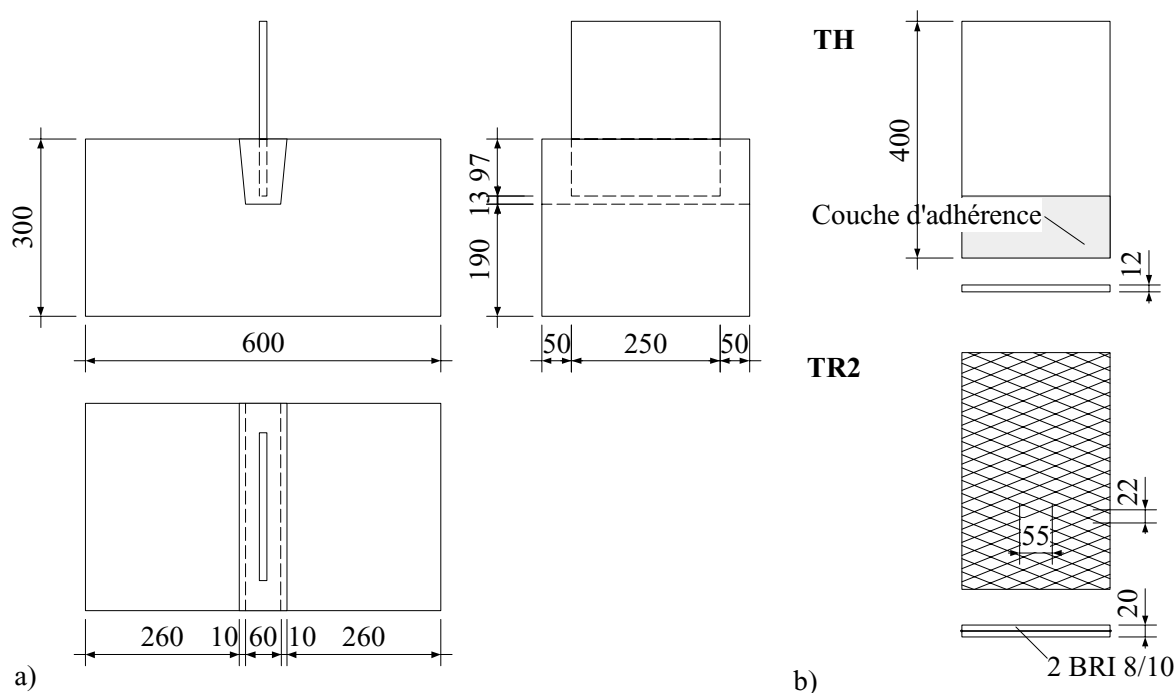
La figure 3.22 illustre le principe de l'essai d'arrachement. Une tôle en acier est scellée dans le bloc en béton au moyen d'un coulis de ciment. Une force de traction  $T$  est appliquée à la tôle jusqu'à la rupture par arrachement de la tôle hors du coulis ou par arrachement du coulis hors du bloc en béton.



**Figure 3.22 - Principe de l'essai d'arrachement**

Deux éprouvettes ont été testées, qui se distinguent par le type de l'interface acier - coulis de ciment. Chaque éprouvette est référencée de la manière suivante: une première lettre (T) indique qu'il s'agit d'un essai d'arrachement et un second groupe indique le type de surface de la tôle en acier prise dans le coulis de ciment: H pour la couche d'adhérence et R2 pour la tôle striée avec les stries perpendiculaires à la force d'arrachement.

La géométrie des éprouvettes des essais d'arrachement est illustrée à la figure 3.23 a). La géométrie des tôles en acier est illustrée à la figure 3.23 b). L'acier est recouvert d'une couche de peinture. Le coulis est un coulis à haute résistance (H). La rainure dans le béton est rendue rugueuse par l'emploi d'un retardateur de prise de type Pieri DRC 6/80 ( $R_a = 0.96$  mm,  $R_p = 1.209$ , Annexe A). Les caractéristiques de la tôle striée R2, de la couche d'adhérence, du coulis de ciment H et de la surface en béton sont décrites dans le paragraphe 3.2.1.



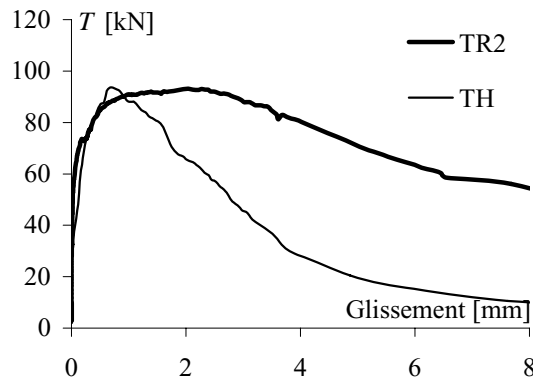
**Figure 3.23 - Géométrie, a) des éprouvettes, b) des tôles en acier**



### 3.4.2 Résultats et observations

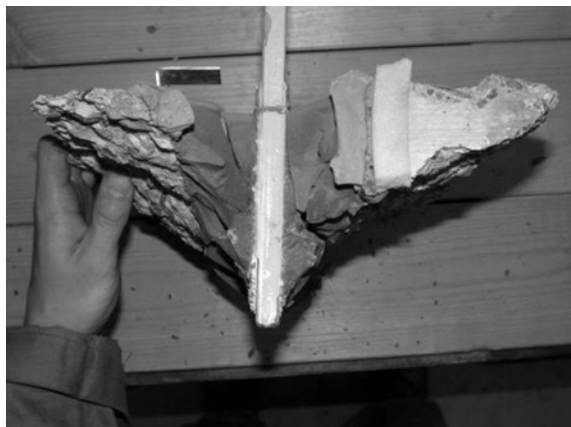
La figure 3.24 illustre la relation entre la force de traction appliquée et le déplacement relatif moyen acier-béton (glissement) pour les éprouvettes TH et TR2. La force maximale de traction est de:

- éprouvette TH :  $T_{\max} = 94.4 \text{ kN}$ ,
- éprouvette TR2 :  $T_{\max} = 93.3 \text{ kN}$ .



**Figure 3.24 - Force de traction en fonction du déplacement relatif vertical**

La position de la surface de rupture est illustrée à la figure 3.25. Pour l'éprouvette TH (figure 3.25 a)), cette surface se propage depuis le bas de la tôle en acier dans le coulis de ciment puis dans le béton. La surface de rupture de l'éprouvette TR2 (figure 3.25 b)) se propage d'abord verticalement depuis le bas de la tôle en acier, puis seulement latéralement dans le coulis de ciment et le béton. La surface de rupture passe localement dans l'interface tôle striée - coulis de ciment.



a)



b)

**Figure 3.25 - Position de la surface de rupture, a) TH, b) TR2**

### 3.4.3 Discussion

Les résultats présentés au paragraphe 3.4.2 correspondent à la résistance à l'arrachement pour une connexion de 250 mm de longueur et de 97 mm de hauteur. Rapportées à une longueur unitaire, les résistances à l'arrachement d'une plaque de 97 mm de hauteur valent:

- éprouvette TH :  $t_{\max} = 378 \text{ kN/m}$ ,
- éprouvette TR2 :  $t_{\max} = 373 \text{ kN/m}$ .

L'éprouvette TR2 présente la plus grande ductilité (figure 3.24).

Un seul essai a été effectué pour chaque type d'interface. Des essais plus nombreux devraient cependant être réalisés pour observer la variabilité des résultats et déterminer une valeur caractéristique utilisable pour un dimensionnement.

### 3.4.4 Synthèse

Les essais d'arrachement ont permis de mesurer la résistance à la traction de deux types de connexions entre une tôle d'acier et un bloc de béton. Ces résistances valent 378 kN/m pour l'éprouvette TH (couche d'adhérence) et 373 kN/m pour l'éprouvette TR2 (tôle striée R2). Ces valeurs correspondent à une hauteur de connecteur de 97 mm.

L'éprouvette TR2 présente la plus grande ductilité sous ce type de sollicitation. La surface de rupture de cette connexion passe dans l'interface tôle striée - coulis de ciment puis se propage à travers le coulis de ciment et le béton.

## 3.5 ESSAIS SUR POUTRES MIXTES

Des essais sur six poutres mixtes avec connexion par adhérence ont été effectués à l'ICOM au printemps 2005. Ces essais sont reportés en détail dans [Thomann 2005.1]. La présente section contient un résumé de la description des essais et présente les principaux résultats nécessaires à la suite de la thèse.

### 3.5.1 Description des essais

De manière à pouvoir observer divers types de ruine, les poutres et les essais ont été conçus pour obtenir des ruptures dans la connexion et des ruptures par flexion positive et négative. La figure 3.26 illustre la géométrie des poutres et la disposition des charges pour les six essais sur poutres mixtes. Elle contient également des informations sur la section transversale de ces poutres.

- Les essais sur les poutres B1 et B4 sont effectués sur des poutres courtes et trapues de manière à obtenir une rupture dans la connexion.
- Les essais sur les poutres B2, B5 et B6 sont effectués sur des poutres plus élancées de manière à obtenir une rupture par formation d'une rotule plastique à mi-travée en moment positif. La poutre B2 est légèrement plus longue mais moins élancée que les poutres B5 et B6.
- L'essai sur la poutre B3 est effectué sur une poutre élancée posée à l'envers de manière à obtenir une rupture par formation d'une rotule plastique à mi-travée en moment négatif.

La poutre B1 n'a pas de couche d'adhérence sur l'aile (connexion de type R, figure 3.16), les cinq autres poutres possèdent une couche d'adhérence sur l'aile (connexion de type RH, figure 3.16). Le connecteur (tôle striée) a une hauteur de 100 mm.

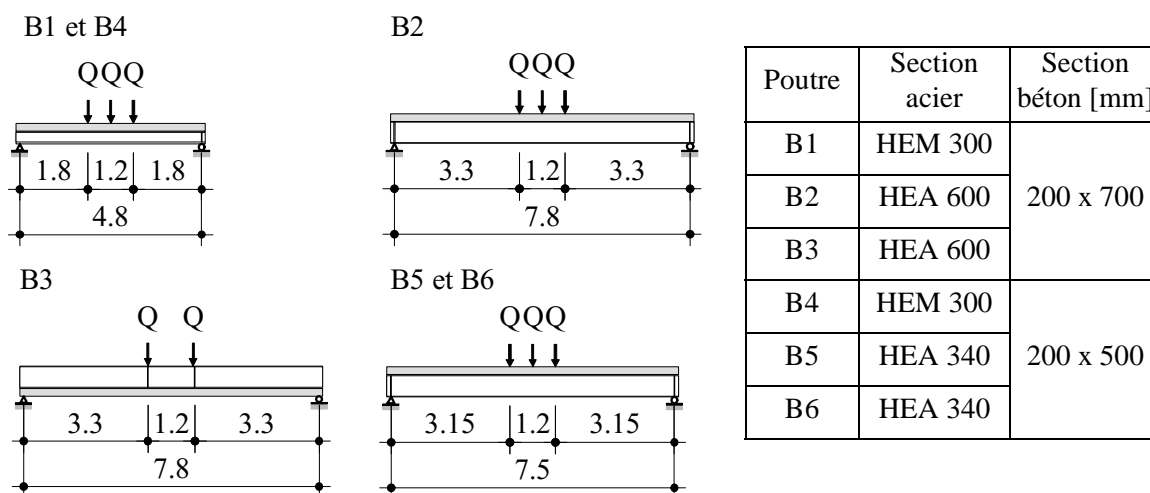


Figure 3.26 - Géométrie des poutres et disposition des charges

Les caractéristiques des matériaux sont résumées dans le tableau 3.8. Les stries des tôles striées sont placées perpendiculairement à la direction de cisaillement (R1). La géométrie de la tôle striée est décrite au paragraphe 3.2.1. Le coulis de ciment est un coulis de type H (§ 3.2.1). La couche d'adhérence et les surfaces rugueuses en béton des poutres B4 à B6 ont une rugosité moins importante que ce qui est décrit dans le paragraphe 3.2.1. Leur rugosité exacte n'a toutefois pas été quantifiée.

**Tableau 3.8 - Caractéristiques des matériaux**

|  |  |                          |                          |                  |             |             |
|--|--|--------------------------|--------------------------|------------------|-------------|-------------|
| Poutre   | B1   | B2                       | B3                       | B4               | B5          | B6          |
| Acier<br>$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]            | S355<br>355  | S235<br>265 <sup>a</sup> | S235<br>261 <sup>a</sup> | S355<br>355      | S235<br>260 | S235<br>260 |
| Armature                                       | $f_y = 500$ N/mm <sup>2</sup>  |                          |                          |                  |             |             |
| Béton  | SCC <sup>b</sup> , C50/40, $f_c = 71^a$ N/mm <sup>2</sup> , $D_{\max} = 16$ mm<br>retardateur de prise de type Pieri DRC 6/130, $R_a = 0.95$ mm, $R_p = 1.207$ |                          |                          |                  |             |             |
| Coulis de ciment<br>$f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ] | 103 <sup>a</sup>   | 105 <sup>a</sup>         | 105 <sup>a</sup>         | 118 <sup>a</sup> |             |             |
| Couche d'adhérence                             | non  | oui, cf § 3.2.1          |                          |                  |             |             |

a. Valeur déterminée expérimentalement

b. SCC: *Self-Compacting Concrete*, béton auto-compactant

Le chargement est effectué par un asservissement des vérins en déplacement avec une vitesse de 0.4 mm/min. Lorsque la pente de la courbe force - flèche devient très faible (plastification des sections), la vitesse de chargement est augmentée à 0.8 mm/min puis à 1.6 mm/min.

Les mesures suivantes sont effectuées:

- force  $Q$  appliquée par chaque vérin,
- flèche  $w$  à mi-travée,
- déformation  $\varepsilon$  dans la section à mi-travée à l'aide de 10 jauges d'extensométrie placées sur la poutre en acier et de 10 jauges oméga placées sur la dalle en béton,
- glissement  $s$  dans la connexion entre l'aile supérieure de la poutre en acier et la surface inférieure de la dalle à l'aide de 20 capteurs inductifs,
- soulèvement  $u$  de la dalle par rapport à la poutre en acier à l'aide de 8 capteurs inductifs.

La position exacte des capteurs est décrite dans [Thomann 2005.1].

La réalisation de ces poutres, et en particulier l'injection du coulis de ciment par une extrémité, a donné lieu à diverses recommandations pour la pratique qui sont présentées dans [Dauner 2005] et [Thomann 2005.1], et dont les plus importantes sont synthétisées dans le chapitre 7.

### 3.5.2 Résultats et observations

#### **Remarques générales sur la présentation des résultats**

Puisque l'essai sur la poutre B3 a été effectué avec deux vérins, alors que les autres essais ont été effectués avec trois vérins, les résultats sont présentés à l'aide de la réaction d'appui  $F$ , calculée avec les forces mesurées sous les vérins et la géométrie, et non directement à l'aide des forces  $Q$  appliquées par les vérins. Ceci permet une comparaison plus aisée des résultats.

Afin de comparer la résistance réelle à la résistance théorique des poutres et de faciliter la comparaison des mesures effectuées sur les différentes poutres, il est utile de diviser la réaction d'appui  $F_{\text{test}}$  par la réaction d'appui théorique  $F_{Mpl,b}$  provoquant la formation d'une rotule plastique dans la poutre mixte,

c'est-à-dire correspondant au moment résistant plastique  $M_{pl,b}$  de la section mixte. Ce moment résistant est calculé avec les résistances des matériaux contenues dans le tableau 3.8.

Les résultats sont présentés par groupes de poutres présentant le même mode de rupture. Les poutres B1 et B4 présentent une ruine par rupture de la connexion, les poutres B2, B5 et B6 atteignent la résistance maximale par plastification de la section à mi-travée en moment positif, alors que la poutre B3 atteint la résistance maximale par plastification de la section à mi-travée en moment négatif.

### Poutres B1 et B4

La ruine de la **poutre B1** se produit d'abord par rupture de la connexion. Cette rupture est progressive et stable, elle ne provoque ni craquement ni variation brusque de la charge. La charge maximale est ensuite atteinte par plastification de la section d'acier en flexion à mi-travée. La figure 3.27 représente la relation entre la flèche  $w$  et le ratio  $F_{\text{test}} / F_{Mpl,b}$  pour les poutres B1 et B4. Les cycles de charge - décharge observables sur cette figure (ainsi que sur les figures 3.31 et 3.35) sont dus soit à des problèmes techniques rencontrés avec les vérins (fuites d'huile), soit à la nécessité de placer des cales entre les vérins et la poutre pour compenser la flèche plastique (la course des vérins est limitée à environ 70 mm). Cette figure illustre la ruine plastique de la poutre B1 caractérisée par une augmentation de la flèche à charge constante. La zone de rupture de la connexion, caractérisée par une diminution de la rigidité, peut également être observée.

La ruine de la **poutre B4** est provoquée par la rupture de la connexion, d'abord d'un côté de la poutre puis de l'autre (figure 3.27). Ces ruptures sont instables, c'est-à-dire qu'elles se propagent le long de l'axe de la poutre de manière incontrôlée et rapide malgré l'asservissement en déplacement des vérins. Ces deux ruptures provoquent une chute brusque, mais faible, de la charge appliquée. De forts craquement accompagnent ces ruptures. La charge continue d'augmenter ensuite car la poutre en acier possède encore une certaine résistance non exploitée au moment de la rupture de la connexion. L'essai a toutefois été interrompu avant plastification complète de la section en acier car les vérins ne pouvaient pas appliquer une force suffisante (fuites d'huile, plafonnement de la pression).

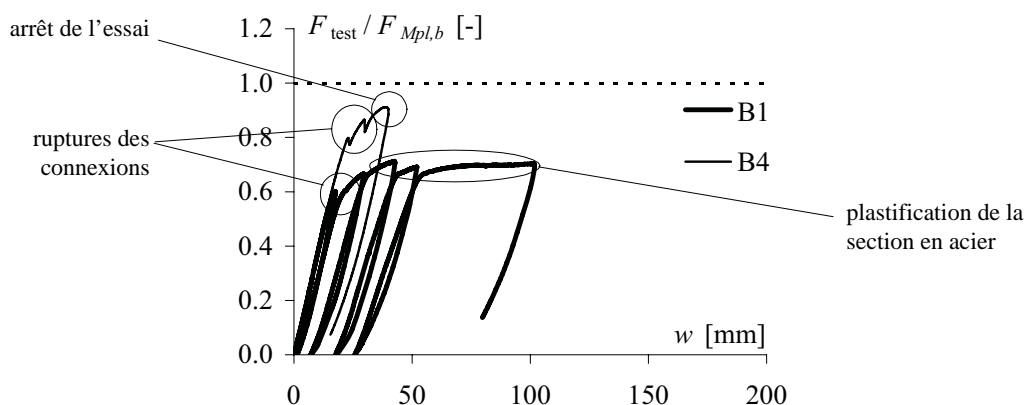
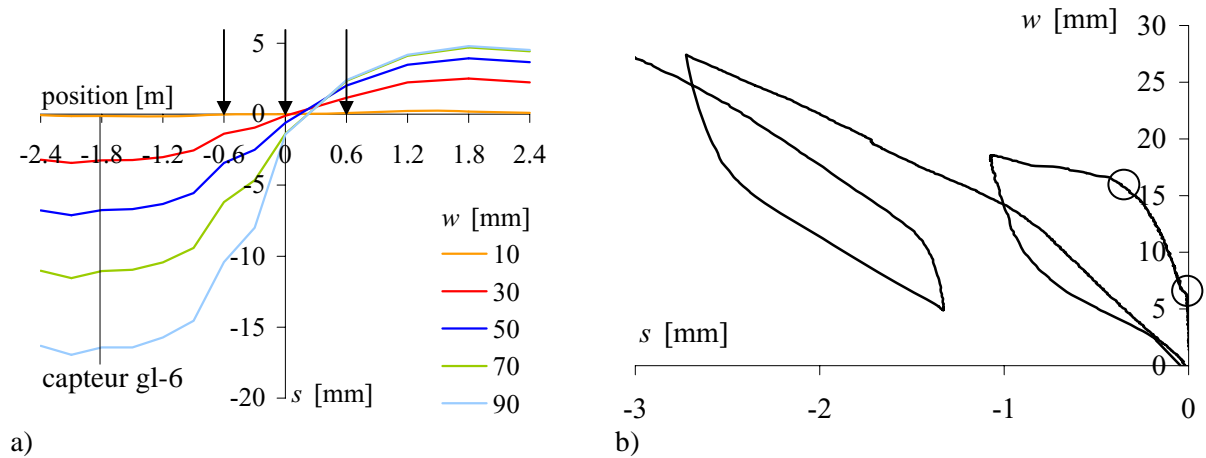


Figure 3.27 - Relation mesurée entre la flèche  $w$  et le ratio  $F_{\text{test}} / F_{Mpl,b}$

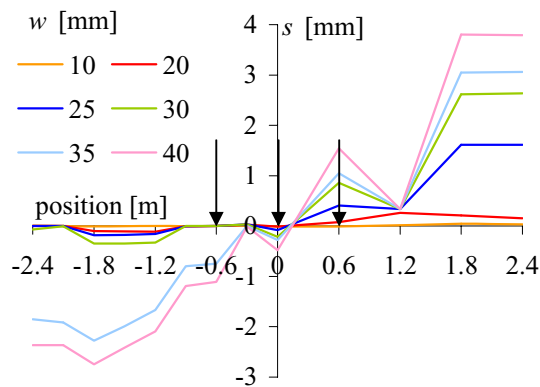
La figure 3.28 a) illustre le glissement dans la connexion de la **poutre B1** pour différentes flèches  $w$ . Les flèches noires indiquent la position des vérins. Le glissement croît de façon régulière avec la flèche. Sa distribution le long de l'axe de la poutre n'est pas symétrique: le glissement est plus important dans la moitié gauche (E) que droite (W) de la poutre. Le point de glissement nul est excentré vers la droite. Par ailleurs, conformément à ce qui est attendu, le glissement varie linéairement entre le centre de la poutre et les vérins de bord, puis est approximativement constant. La figure 3.28 b) illustre le glissement mesuré à 1.8 m à gauche du centre de la poutre (capteur gl-6) en fonction de la flèche  $w$ . Deux ruptures de pente des courbes, mises en évidence sur la figure par des cercles, peuvent être observées. Une première rupture de pente se produit lorsque l'adhésion chimique entre le coulis de ciment et l'aile supérieure de la poutre en acier est rompue. Le deuxième changement de pente correspond à la rupture de la connexion. Elle se produit lorsque le glissement atteint environ 0.3 mm, c'est-à-dire lorsque la flèche vaut environ

16 mm, soit, d'après la figure 3.27, pour une réaction d'appui  $F_{\text{test}}/F_{M,pl,b} = 0.60$ . Cela correspond précisément au changement de pente de la courbe B1 observable sur la figure 3.27.



**Figure 3.28** - Evolution du glissement dans la connexion de la poutre B1, a) le long de l'axe de la poutre pour différentes flèches  $w$ , b) capteur gl-6

Le glissement dans la connexion de la **poutre B4** est illustré à la figure 3.29 pour différentes flèches  $w$ . Le capteur situé à la position +1.2 m semble être défectueux. Une nette augmentation du glissement sur la moitié droite (W) de la poutre pour une flèche comprise entre 20 et 25 mm peut être distinguée. Cette augmentation du glissement indique une rupture de la connexion dans cette moitié de la poutre. Une deuxième rupture de la connexion se produit ensuite dans la moitié gauche (E) de la poutre pour une flèche comprise entre 30 et 35 mm. Ces augmentations marquées du glissement correspondent aux chutes de la charge illustrées à la figure 3.27. Ces ruptures ont lieu sur toute la demi-longueur de la poutre puisque le glissement augmente partout au moment de la rupture.



**Figure 3.29** - Evolution du glissement dans la connexion de la poutre B4 le long de l'axe de la poutre pour différentes flèches  $w$

La surface de rupture de la **poutre B1** passe par l'interface acier - coulis de ciment et localement dans le béton sur l'aile, alors qu'elle passe par l'interface tôle striée - coulis de ciment le long du connecteur. La dalle de la poutre B1 a été sciée longitudinalement dans le prolongement du connecteur après l'essai. Cela a permis d'observer (figure 3.30) que la surface de rupture passe, au droit des taquets en acier utilisés pour poser la dalle en béton avant l'injection du coulis de ciment, dans la dalle en béton.

La surface de rupture de la **poutre B4** passe par l'interface béton - coulis de ciment sur l'aile et par l'interface tôle striée - coulis de ciment le long du connecteur.



**Figure 3.30** - Surface de rupture de la poutre B1 au droit des taquets en acier

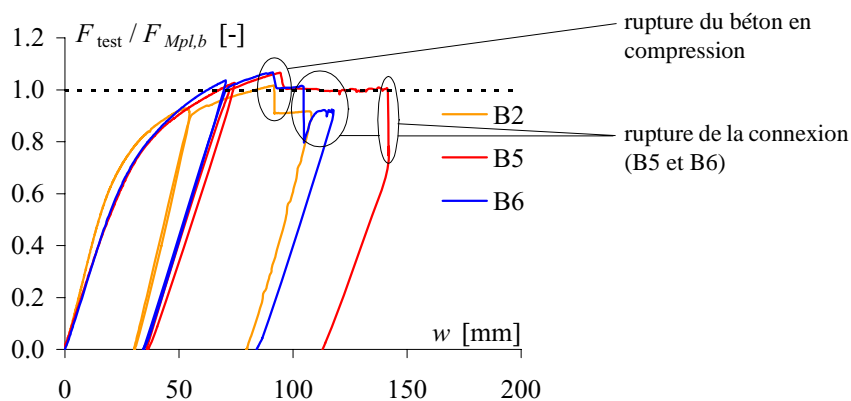
Des fissures transversales dans la dalle en béton ont été observées sur les poutres B1 et B4. Il s'agit de fissures dues à la flexion de la poutre qui se propagent dans la zone tendue du béton puisque l'axe neutre plastique se situe dans la dalle.

### **Poutres B2, B5 et B6**

Le mode de rupture de la **poutre B2** n'est pas clairement connu. Une rupture pratiquement simultanée de la connexion en cisaillement et du béton en compression, toutes deux dans la section à mi-travée, ont provoqué une brusque chute de la charge. Cette rupture a été accompagnée par de forts craquements. La rupture de la connexion a ceci de particulier qu'elle ne s'est produite que localement à mi-travée et non sur toute la longueur cisailée.

Les modes de rupture des **poutres B5 et B6** sont identiques: après formation d'une rotule plastique à mi-travée, le béton subit un écrasement tel qu'il éclate en compression. La rupture est instable et la charge chute brutalement. L'essai est poursuivi après cette rupture du béton jusqu'à la rupture, également instable, de la connexion, qui se propage depuis le centre de la poutre vers les appuis. Cette rupture est accompagnée d'un fort craquement et entraîne une brusque diminution de la charge appliquée.

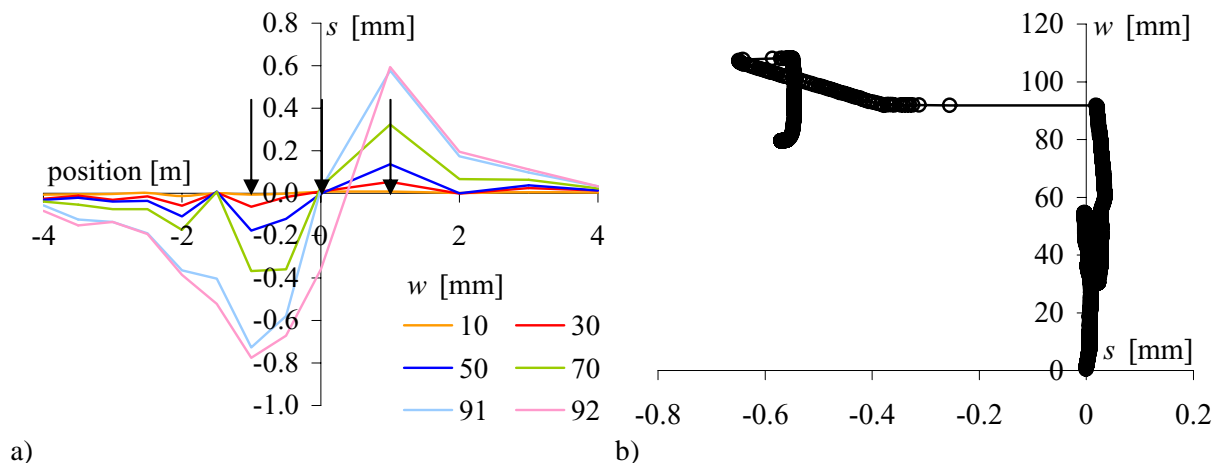
La figure 3.31 représente la relation entre la flèche  $w$  et le ratio  $F_{\text{test}} / F_{Mpl,b}$  pour les poutres B2, B5 et B6. Les ruptures fragiles par compression du béton sont caractérisées par une diminution marquée de la charge. La formation de la rotule plastique est également identifiable sur cette figure. Pour les poutres B5 et B6, la rotule plastique se forme clairement avant la rupture de la connexion, alors qu'elle est simultanée à la rupture de la connexion de la poutre B2.



**Figure 3.31** - Relation mesurée entre la flèche  $w$  et le ratio  $F_{\text{test}} / F_{Mpl,b}$

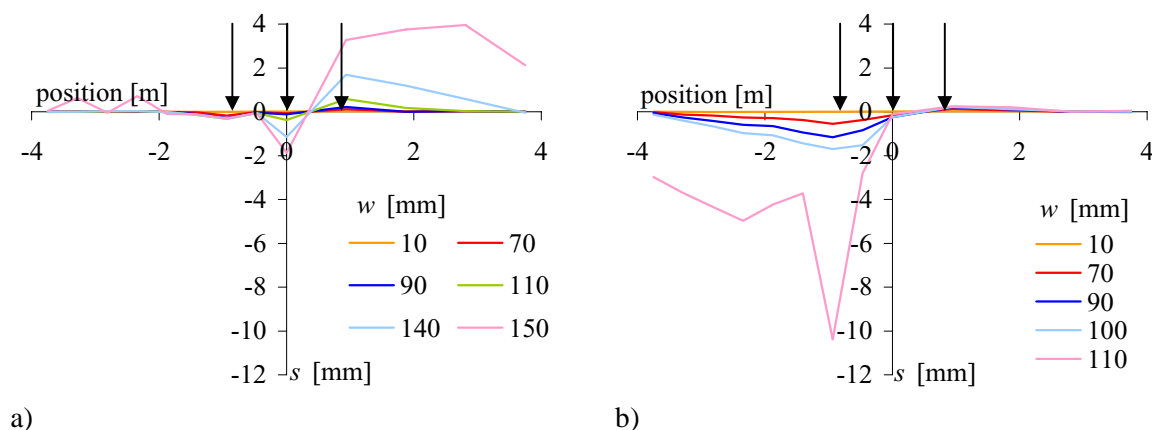
La figure 3.32 a) illustre le glissement dans la connexion de la **poutre B2** pour différentes flèches  $w$ . Le glissement  $y$  reste très faible en comparaison avec les valeurs mesurées pour les poutres B1 et B4. Le

glissement est pratiquement nul aux extrémités de la poutre, et est maximal de part et d'autre de la mi-travée, en particulier lors de la formation de la rotule plastique. Il augmente avec l'augmentation de la flèche et sa distribution est pratiquement symétrique par rapport au centre de la poutre. Un phénomène particulier se produit entre les valeurs  $w = 91$  mm et  $w = 92$  mm: le glissement au centre de la poutre augment de manière très brusque de 0 à 0.3 mm. Ce glissement est parfaitement observable sur la figure 3.32 b) qui représente la mesure du capteur de glissement gl-0 placé exactement à mi-travée. Chaque cercle représente une mesure, lesquelles sont espacées dans le temps de 10 secondes. La rupture au droit de ce capteur est parfaitement identifiable par le segment horizontal à  $w = 91$  mm.



**Figure 3.32** - Evolution du glissement dans la connexion de la poutre B2, a) le long de l'axe de la poutre pour différentes flèches  $w$ , b) capteur gl-0

La figure 3.33 illustre le glissement dans la connexion des **poutres B5** (figure 3.33 a)) et **B6** (figure 3.33 b)) pour différentes flèches  $w$ . Le même comportement de la connexion a été mesuré lors de ces deux essais. Les glissements sont très faibles avant la rupture par écrasement du béton (qui se produit pour les deux poutres lorsque la flèche vaut  $w = 95$  mm). Après cette rupture, le glissement augmente jusqu'à la rupture de la connexion. Sur les deux graphiques, la courbe bleu ciel représente le glissement après écrasement du béton mais avant la rupture de la connexion, alors que la courbe rose représente le glissement après la rupture de la connexion. Le glissement augmente de manière significative entre ces deux mesures, soit au moment de la rupture de la connexion.



**Figure 3.33** - Evolution du glissement dans la connexion le long de l'axe de la poutre pour différentes flèches  $w$ , a) poutre B5, b) poutre B6

La rupture de la connexion de la **poutre B2** ne s'est produite que localement à mi-travée et non sur toute la longueur cisailée. Dans cette zone d'environ 2 mètres de part et d'autre du milieu de la poutre, la

surface de rupture passe par l'interface béton - coulis de ciment le long de l'aile. Le long du connecteur, la position de la surface de rupture n'est pas visible.

La surface de rupture des **poutres B5 et B6** passe par l'interface couche d'adhérence - coulis de ciment le long de l'aile, et par l'interface tôle striée - coulis de ciment le long du connecteur pour les deux poutres.

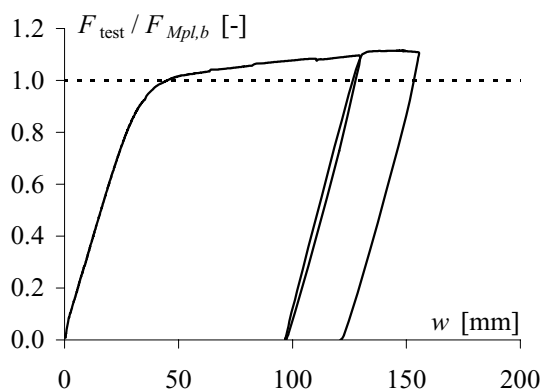
Des fissures transversales dans la dalle en béton ont été observées sur les poutres B2, B5 et B6. Il s'agit de fissures dues à la flexion de la poutre qui se propagent dans la zone tendue du béton puisque l'axe neutre plastique se situe dans la dalle. Par ailleurs, des fissures radiales, semblables à celles observées lors des essais *push-out*, ont été observées aux extrémités des poutres, comme cela est illustré à la figure 3.36 b) pour la poutre B6. Ces fissures sont uniquement observables lorsque le glissement à l'extrémité de la poutre est suffisamment important.



**Figure 3.34** - Fissures radiales à l'extrémité Est de la poutre B6

### Poutre B3

La poutre B3, sollicitée par un moment négatif, atteint la rupture par plastification progressive de la section à mi-travée. Cette plastification n'est assortie d'aucun craquement particulier. La charge appliquée est stable jusqu'à la fin de l'essai. Aucune rupture de la connexion n'a été observée ou mesurée. La figure 3.35 représente la relation entre la flèche  $w$  et le ratio  $F_{\text{test}}/F_{Mpl,b}$ . La poutre B3 présente un comportement ductile.



**Figure 3.35** - Relation mesurée entre la flèche  $w$  et le ratio  $F_{\text{test}}/F_{Mpl,b}$

Le glissement dans la connexion reste en tout point de mesure et durant tout l'essai inférieur à 0.3 mm, soit inférieur au glissement provoquant la rupture de la connexion de type RH (figure 3.18). Les seules exceptions à cela sont des mesures au droit de fissures importantes de la dalle tendue, lorsque les deux



points d'attache du capteur sont situés de part et d'autre de la fissure. Des fissures dont l'ouverture dépasse 1 mm ont en effet été observées dans la zone de moments maximal (figure 3.36 a)). Le capteur mesure alors non pas seulement le glissement dans la connexion mais la somme de ce glissement localisé et de l'allongement de l'armature au droit de la fissure.



**Figure 3.36 - Fissures dues à la flexion négative**

### 3.5.3 Discussion

#### **Mode de rupture**

Des ruptures instables ont été observées sur plusieurs éprouvettes. Cette instabilité est soit due à la rupture du béton en compression (B2, B5 et B6), soit à la rupture de la connexion (B4, B5 et B6). La rupture du béton est généralement considérée comme plutôt ductile. Toutefois, l'utilisation d'un béton autocompactant rend la rupture en compression plus fragile que s'il s'était agi d'un béton standard. La rupture de la connexion est rendue fragile par la présence de la couche d'adhérence. Malgré l'asservissement en déplacement, l'initiation de la rupture crée une rupture progressive et instable de la connexion le long de l'axe de la poutre. L'instabilité de ce type de rupture est due au fait que l'énergie libérée par la rupture d'une unité de longueur de connexion est supérieure (ou égale) à l'énergie nécessaire à la rupture de l'unité de longueur de connexion suivante. Cet effet est connu sous le nom de *zip-flyer effect* [Leskelä 2004]. La faible rugosité des surfaces des poutres B4 à B6 (§ 3.5.1) explique en partie cet effet. Le risque qu'une telle rupture se produise est renforcé par le fait que le taux de sollicitation ( $v_E/v_R$ ) de la connexion lorsque la poutre est sollicitée par une charge quasi-ponctuelle à mi-travée est pratiquement constant.

#### **Position des surfaces de rupture**

La position des surfaces de rupture est très similaire à ce qui a été observé lors des essais *push-out*, soit généralement une rupture dans l'interface tôle striée - coulis de ciment le long du connecteur et une rupture dans l'interface béton - coulis de ciment le long de l'aile. La faible rugosité de la couche d'adhérence des poutres B5 à B6 explique que la surface de rupture passe par cette interface dans ces poutres.

La surface de rupture particulière de la poutre B1, illustrée à la figure 3.30, met en évidence l'effet de confinement transversal que les taquets exercent sur le connecteur. En effet, ces taquets empêchent l'écartement de la dalle en béton en fournissant un appui transversal au coulis de ciment situé entre le taquet et le connecteur. Par conséquent, la résistance des interfaces augmente localement et la surface de rupture se propage dans une zone moins résistante: la dalle en béton. Il est donc fort probable que ces taquets augmentent sensiblement la résistance de la connexion de type R (tôle striée, pas de couche d'adhérence). Cet effet n'a toutefois pas pu être quantifié.

### Développement de la rotule plastique

Les poutres ont été dimensionnées de manière à former une rotule plastique à mi-travée alors que la connexion a été dimensionnée élastiquement, c'est-à-dire de manière à ce que la résistance soit en tout point de la poutre supérieure à la sollicitation. Les poutres ont effectivement pu atteindre leur résistance maximale en section avant (ou simultanément dans le cas de la poutre B2) la rupture de la connexion. Cela montre que malgré les importants glissement localisés (figure 3.32, figure 3.33 a)) et de l'effort rasant associé dû à la formation de la rotule plastique, la connexion a été suffisamment résistante.

### 3.5.4 Synthèse

Six essais de flexion sur des poutres simples mixtes ont été effectués. Cinq de ces poutres avaient une connexion de type RH, soit une tôle striée comme connecteur et une couche d'adhérence sur l'aile (figure 3.16), alors qu'une poutre avait une connexion de type R, soit uniquement une tôle striée soudée perpendiculairement à l'aile. Les observations et mesures effectuées durant ces essais peuvent être synthétisées comme suit:

- Les valeurs de la réaction d'appui maximale mesurée durant les essais  $F_{\text{test,max}}$  ainsi que le ratio entre  $F_{\text{test,max}}$  et les valeurs théoriques de  $F_{M,pl,b}$  sont synthétisés dans le tableau 3.9. Les poutres B2, B3, B5 et B6, dimensionnées de manière à atteindre le moment plastique, ont effectivement pu développer cette résistance et cela malgré la faible ductilité de la connexion. Les glissements mesurés sur les poutres avec une connexion de type RH de part et d'autre de la mi-travée restent localisés et ne provoquent la rupture de la connexion sur toute une longueur de cisaillement que pour une flèche supérieure à celle provoquant la rupture par écrasement du béton. Les résistances développées par les poutres B1 et B4 sont comme attendu inférieures au moment plastique puisque la connexion a atteint la rupture avant plastification complète de la section.

**Tableau 3.9 - Valeurs de  $F_{\text{test,max}}$  et du ratio  $F_{\text{test,max}} / F_{M,pl,b}$**

|  | B1   | B2   | B3   | B4   | B5   | B6   |
|--|------|------|------|------|------|------|
| $F_{\text{test,max}}$ [kN]             | 1050 | 777  | 570  | 1182 | 363  | 362  |
| $F_{\text{test,max}} / F_{M,pl,b}$ [-] | 0.71 | 1.02 | 1.11 | 0.91 | 1.07 | 1.07 |

- Les glissements mesurés dans la connexion permettent de comprendre le mode de rupture des poutres et de situer précisément l'origine et l'étendue de la rupture.
- Grâce à sa ductilité, la connexion de type R (tôle striée) permet un transfert progressif de l'effort de la section mixte vers la section d'acier au moment où la résistance maximale de la connexion est atteinte. Cela diminue le risque de rupture instable de la poutre (chute brutale de la force) en cas de rupture de la connexion.
- La connexion de type RH (tôle striée et couche d'adhérence) ne permet pas un tel transfert progressif. La rupture de la connexion s'accompagne d'une brutale diminution de la charge. Cette rupture est instable, c'est-à-dire que la propagation de la rupture le long de l'axe de la poutre ne peut pas être contrôlé malgré un asservissement en déplacement des vérins (*zyp-flyer effect*).
- La faible rugosité des surfaces des poutres B4 à B6 est probablement un facteur influençant de manière défavorable la ductilité de la connexion.
- La position des surfaces de rupture est très similaire à ce qui a été observé lors des essais *push-out*, soit généralement une rupture dans l'interface tôle striée - coulis de ciment le long du connecteur et une rupture dans l'interface béton - coulis de ciment le long de l'aile.

### 3.6 CONCLUSIONS

Ce chapitre présente les résultats des nombreux essais effectués pour observer le comportement et quantifier la résistance des interfaces cisailées, des connexions par adhérence et des poutres mixtes avec connexion par adhérence. Les principales conclusions sont résumées ci-dessous pour chaque type d'essai.

#### **Essais des cisaillement direct**

Les principales conclusions de ces essais sont les suivantes:

- Il existe une relation linéaire entre la contrainte normale à l'interface et la contrainte maximale de cisaillement  $\tau_{\max}$  pour tous les types d'interfaces testés. Dans le cas de l'interface avec la couche d'adhérence, la contrainte maximale de cisaillement est cependant limitée à environ  $5.5 \text{ N/mm}^2$  à cause du décollement de la couche d'adhérence de la plaque d'acier.
- La rigidité tangentielle à l'origine, la rigidité sécante à la rupture et la pente de la décharge post-rupture sont indépendantes de la contrainte normale à l'interface pour tous les types d'interfaces.
- Le glissement  $s$  dans l'interface s'accompagne d'un écartement  $u$  qui tend asymptotiquement vers une valeur maximale  $u_{\max}$ . La pente à l'origine de la relation entre  $u$  et  $s$ , de même que la valeur de  $u_{\max}$ , dépendent de la contrainte normale: plus celle-ci est importante, plus l'écartement est faible.
- L'influence de la qualité du coulis de ciment sur  $\tau_{\max}$  ainsi que sur la relation entre  $u$  et  $s$  ont été mises en évidence.
- La couche d'adhérence présente un fluage important.

#### **Essais push-out**

Les principales conclusions de ces essais sont les suivantes:

- Les connexions par adhérence constituent une alternative intéressante à la connexion par goudrons en ce qui concerne la résistance maximale, cela pour autant que la rugosité du béton soit réalisée correctement afin que la surface de rupture ne passe pas dans l'interface béton - coulis de ciment le long du connecteur. La connexion de type RH (connecteur en tôle striée, couche d'adhérence sur l'aile) est la plus résistante de toutes les connexions testées.
- Les connexions par adhérence présentent une faible capacité de déformation. La connexion de type PR (connecteur en tôle striée, pas de liaison sur l'aile) a toutefois une capacité de déformation d'environ  $4.5 \text{ mm}$ .
- Il semble exister un effet de taille qui s'exprime par le fait que l'augmentation de la résistance est sous-proportionnelle à l'augmentation des dimensions de la connexion.
- Des fissures dans la dalle s'ouvrent radialement dans le prolongement du connecteur, et cela avant d'atteindre la rupture de la connexion.
- La rigidité des connexions par adhérence est plus de 20 fois supérieure à celle d'une connexion avec des goudrons. Malgré un fluage plus important que pour les connexions avec des goudrons, la rigidité sous charges de longue durée reste largement supérieure à celle de ce dernier type de connexion.
- La résistance à la fatigue des connexions de type RH et RR semble être suffisante pour supporter sans endommagement 2 millions de cycles entre environ 20 et 40 % de la résistance maximale au cisaillement.
- Parmi les connexions testées, celles de type R et RH présentent le comportement le plus prometteur.

#### **Essais d'arrachement**

Les principales conclusions de ces essais sont les suivantes:

- Les deux connecteurs testés (tôle striée R2 et couche d'adhérence) ont une résistance à l'arrachement vertical de plus de  $370 \text{ kN/m}$ .
- Le comportement post-rupture de l'éprouvette avec tôle striée est plus ductile que celui de l'éprouvette avec couche d'adhérence.

### **Essais sur poutres mixtes**

Les principales conclusions de ces essais sont les suivantes:

- La connexion de type R (tôle striée) montre un comportement ductile lors de sa rupture, ce qui évite une chute brutale de la charge appliquée à la poutre lorsque la connexion commence à rompre.
- La connexion de type RH (tôle striée et couche d'adhérence) montre un comportement beaucoup plus fragile qui provoque une propagation instable de la rupture le long de l'axe de la poutre.
- Malgré ce comportement, une rotule plastique peut être entièrement développée tant en flexion positive que négative dans les poutres testées avec les connexions de type RH. La rupture de la connexion ne se produit que pour une déformation de la poutre supérieure à celle correspondant à la résistance plastique en section.

Les résultats des essais de cisaillement direct présentés dans ce chapitre vont servir à calibrer les lois de comportement des interfaces (chapitre 4) alors que les résultats des essais *push-out* vont permettre de valider le modèle mécanique des connexions par adhérence présenté au chapitre 5. Les résultats des essais sur poutres mixtes vont quant à eux servir à la validation d'un modèle numérique utilisé pour développer une méthode de dimensionnement pour les poutres mixtes avec connexion par adhérence (chapitre 6). Enfin, les résultats des essais d'arrachement vont être utilisés pour se prononcer sur l'adéquation des connexions par adhérence aux exigences requises. Cette comparaison est effectuée à la section 7.3.

## 4 COMPOTEMENT DES INTERFACES

### 4.1 INTRODUCTION

La connaissance du comportement des interfaces simultanément comprimées et cisailées constitue la base de l'étude des connexions par adhérence. Le but de ce chapitre est donc de déterminer des lois de comportement permettant d'exprimer les relations entre le glissement relatif des surfaces en contact dans l'interface, l'écartement de ces deux surfaces, la contrainte normale et la contrainte tangentielle, et cela pour différents types d'interfaces. Ces lois sont basées sur l'observation et la mesure, durant les essais, du comportement physique des interfaces.

La figure 4.1 illustre une interface quelconque entre deux matériaux. L'interface est définie comme l'objet constitué des deux surfaces des matériaux en contact.

Pour décrire le comportement des interfaces, trois types de relations sont développées, appelées lois de comportement des interfaces. Ces lois lient les quatre variables définies à la figure 4.1: le glissement  $s$  entre les deux surfaces, l'écartement  $u$  entre les deux surfaces, la contrainte de cisaillement  $\tau$  et la contrainte normale  $\sigma$ . Les relations entre ces variables sont les suivantes:

- une **loi constitutive** entre le glissement  $s$  et la contrainte tangentielle  $\tau$  agissant dans l'interface, en fonction de la contrainte normale  $\sigma$  (sect. 4.2),
- une **loi cinématique** entre le glissement  $s$  et l'écartement  $u$ , en fonction de la contrainte normale  $\sigma$  (sect. 4.3),
- un **critère de rupture** liant la résistance au cisaillement  $\tau_{\max}$  à la contrainte normale  $\sigma$  (sect. 4.4).

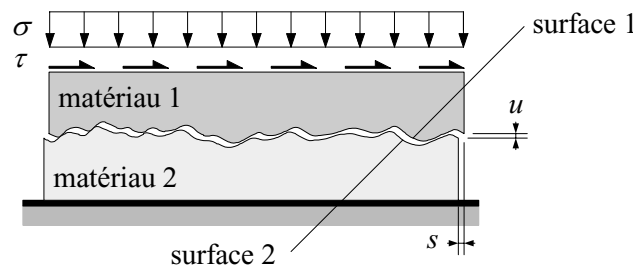


Figure 4.1 - Interface quelconque et définition des grandeurs physiques

Ces trois relations peuvent être utilisées conjointement pour connaître la valeur des variables à n'importe quel moment d'un chargement en cisaillement d'une interface. Toutefois, si la contrainte normale varie durant le chargement, ces grandeurs sont de plus fonction de l'histoire du chargement. Dans le cas des essais de cisaillement direct (sect. 3.2), la contrainte normale  $\sigma$  est constante pour un essai donné, ce qui permet de négliger l'histoire du chargement. Cette hypothèse est retenue dans les sections 4.2 à 4.4. Le cas où la contrainte normale est variable durant le chargement de l'interface est traité à la section 4.5.

### 4.2 LOI CONSTITUTIVE

En mécanique des structures, une loi constitutive est une relation entre une grandeur statique et une grandeur cinématique [Frey 1994]. Une telle loi fait intervenir des constantes propres à l'objet ou au matériau étudié, nommées propriétés mécaniques ou caractéristiques mécaniques de l'objet ou du matériau. Par exemple, la loi de Hooke est une loi constitutive, dont la propriété du matériau est le module d'élasticité.

Dans le cas d'une interface soumise au cisaillement, la loi constitutive est une relation entre la contrainte tangentielle  $\tau$  et le glissement dans l'interface  $s$ , qui peut être exprimée par la rigidité sécante  $k_{\text{sec}}$ . Cette loi dépend de la nature physico-chimique des surfaces qui composent l'interface, de la contrainte normale à l'interface  $\sigma$ , des liaisons entre ces deux surfaces et de la micro- et macrorugosité de l'interface. Une approche expérimentale a été retenue pour déterminer cette loi. Les essais de

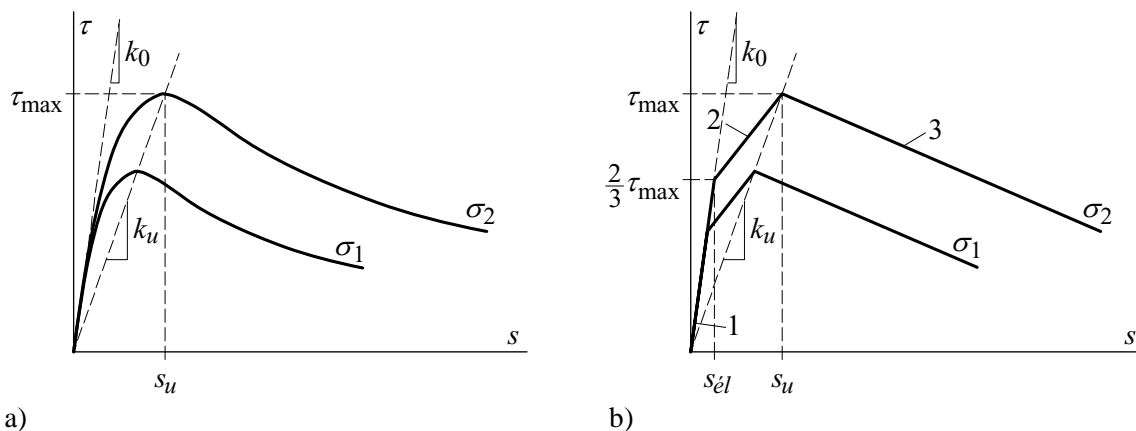
cisaillement direct permettent en effet d'une part de définir les caractéristiques générales des lois constitutives des différentes interfaces étudiées, soit la forme mathématique de la loi, et, d'autre part, de mesurer les caractéristiques mécaniques de chaque interface sous la forme d'un ou de plusieurs paramètres numériques.

#### 4.2.1 Observations et modélisation

La figure 4.2 a) illustre la relation entre la contrainte tangentielle  $\tau$  et le glissement  $s$  observée lors des essais de cisaillement direct (§ 3.2.2). L'allure de cette relation est la même pour toutes les interfaces étudiées. Elle est composée d'une première partie élastique linéaire, suivie d'une deuxième partie qui devient progressivement non linéaire au fur et à mesure que le glissement augmente. Simultanément, la déformation plastique dans l'interface augmente jusqu'à la rupture. Le comportement post-rupture peut être décrit par une décharge adoucissante, c'est-à-dire par une diminution de la contrainte de cisaillement avec l'augmentation du glissement. Schématiquement, cette relation peut être représentée par un comportement trilineaire (figure 4.2 b), dont les segments possèdent les caractéristiques suivantes:

- segment 1: comportement linéaire élastique, allant de  $s = 0$  à  $s = s_{el}$ ,  $s_{el}$  étant le glissement correspondant à la fin du domaine élastique linéaire,
- segment 2: comportement localement linéaire, représentant le comportement élasto-plastique, allant de  $s = s_{el}$  à  $s = s_u$ ,  $s_u$  étant le glissement correspondant à la contrainte de cisaillement maximale  $\tau_{max}$ ,
- segment 3: comportement localement linéaire, représentant la décharge inélastique et adoucissante, pour  $s > s_u$ .

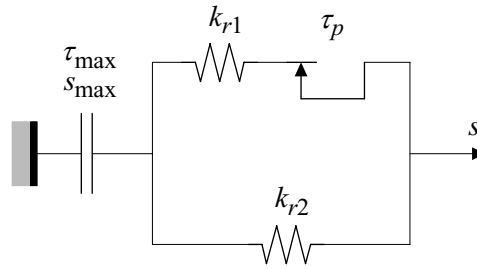
La figure 4.2 illustre également un effet observé lors des essais de cisaillement direct (§ 3.2.3): lorsque la contrainte normale augmente, la valeur de  $\tau_{max}$  augmente également, alors que la rigidité tangente à l'origine  $k_0$ , la rigidité sécante à la rupture  $k_u$  ainsi que la pente post-rupture sont constantes.



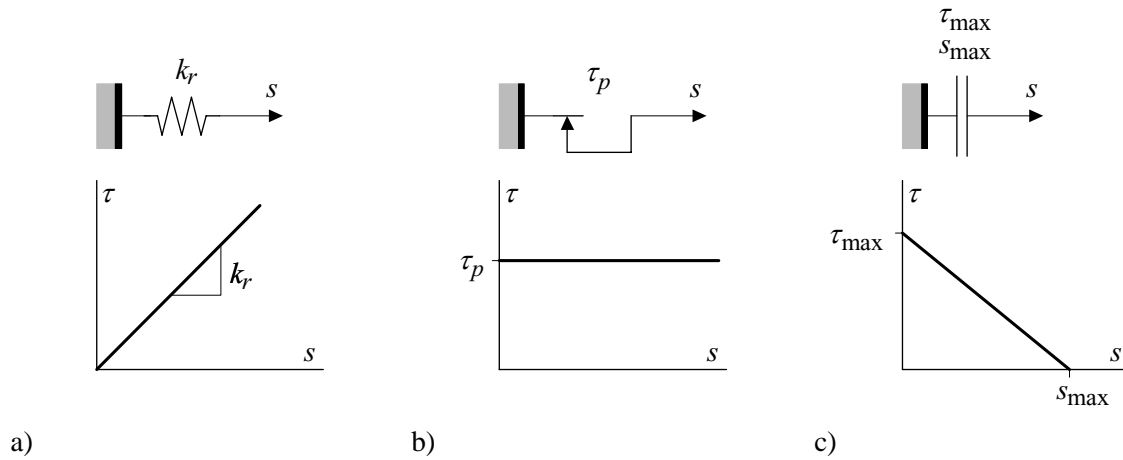
**Figure 4.2** - Allure de la loi constitutive, a) comportement réel, b) comportement schématique trilineaire

Cette schématisation trilineaire du comportement permet d'y associer un modèle mécanique représentatif. Ce modèle est illustré à la figure 4.3. Il est composé de quatre modèles simples: deux ressorts, un patin et un élément adoucissant. Les lois constitutives de ces modèles simples sont illustrées à la figure 4.4 et définies de la manière suivante:

- Les ressorts ont un comportement infiniment élastique linéaire de rigidités  $k_{r1}$  ou  $k_{r2}$ , (figure 4.4 a).
- Les patins ont un comportement rigide parfaitement plastique de résistance  $\tau_p$ , (figure 4.4 b). La valeur de  $\tau_p$  peut être calculée selon l'équation (4.1).
- Les éléments adoucissants ont un comportement dissipatif avec décroissance linéaire de la force [Bazant 1998] de la valeur  $\tau = \tau_{max}$  en  $s = 0$  à la valeur  $\tau = 0$  en  $s = s_{max}$ , (figure 4.4 c).  $s_{max}$  correspond donc physiquement au glissement, dans la zone où se produit l'endommagement, pour lequel la contrainte transférée est nulle.

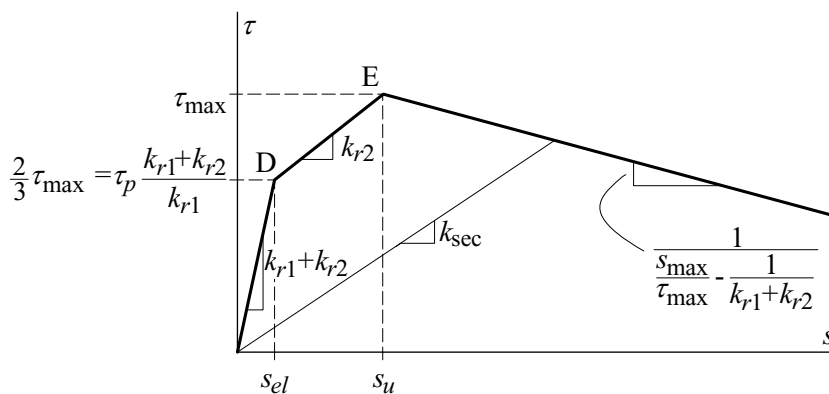


**Figure 4.3 - Modèle mécanique d'une interface**



**Figure 4.4 - Lois constitutives des modèles simples, a) ressort, b) patin, c) élément adoucissant**

La loi constitutive détaillée d'une interface est illustrée à la figure 4.5. La combinaison de deux ressorts linéaires et d'un patin permet de représenter le comportement bilinéaire (élastoplastique) de la partie ascendante de la courbe charge - glissement. La pente de la partie élastique linéaire vaut  $k_{r1} + k_{r2}$ . Après que le patin commence de glisser, la rigidité de la branche supérieure du modèle illustré à la figure 4.3 est nulle et la rigidité du segment D-E vaut  $k_{r2}$ . La mise en série avec le modèle adoucissant permet de représenter un comportement trilineaire dissipatif avec adoucissement.



**Figure 4.5 - Loi constitutive d'une interface**

Ce modèle permet de reproduire le comportement observé durant les essais de cisaillement direct (§ 3.2.3), soit:

- Les rigidités tangentés ( $k_{r1} + k_{r2}$ ) et  $k_{r2}$ , la rigidité sécante à la rupture  $k_u = \tau_{\max}/s_u$ , de même que la pente post-rupture sont indépendantes de la contrainte normale à l'interface  $\sigma$ .
- Le point de rupture E est dépendant de  $\sigma$ , car  $\tau_{\max}$  est une fonction de  $\sigma$ .
- Le point D, marquant le passage de la zone linéaire élastique à la zone élasto-plastique, est dépendant de  $\sigma$  car il est défini par son ordonnée  $\tau(s_{el}) = 2\tau_{\max}/3$ .

Or,  $\tau(s_{el})$  peut également être calculé à partir du modèle illustré à la figure 4.3. Cette contrainte est atteinte lorsque la contrainte sur la branche supérieure du modèle atteint  $\tau_p$ , soit  $\tau(s_{el}) = \tau_p (k_{r1} + k_{r2}) / k_{r1}$ . On en déduit que  $\tau_p$  n'est pas un paramètre indépendant mais au contraire qu'il est entièrement défini à partir de  $\tau_{\max}$  et des rigidités  $k_{ri}$ , de manière à ce que le point D se trouve comme observé dans les essais à  $\tau(s_{el}) = 2\tau_{\max}/3$ :

$$\tau_p = \frac{2\tau_{\max}k_{r1}}{3(k_{r1} + k_{r2})} \quad (4.1)$$

Les équations (4.2) expriment sous forme mathématique la loi constitutive illustrée à la figure 4.5 et modélisée comme représenté à la figure 4.3. Dans ces équations, pour  $s_u < s$ , le terme  $s_{\max}/\tau_{\max}$  représente l'adoucissement alors que le terme  $1/(k_{r1} + k_{r2})$  représente la décharge élastique. En divisant la contrainte de cisaillement  $\tau$  par le glissement  $s$ , la rigidité sécante  $k_{\text{sec}}$  peut être calculée (relation (4.3)). Les glissements  $s_{el}$  et  $s_u$  se calculent à l'aide de (4.4), conformément aux définitions qui en sont faites plus haut.

$$\tau = \begin{cases} (k_{r1} + k_{r2})s & s < s_{el} \\ \frac{2\tau_{\max}}{3} + k_{r2}(s - s_{el}) & s_{el} < s < s_u \\ \tau_{\max} - \frac{s - s_u}{\frac{s_{\max}}{\tau_{\max}} - \frac{1}{k_{r1} + k_{r2}}} & s_u < s \end{cases} \quad (4.2)$$

$$k_{\text{sec}} = \frac{\tau(s, k_{ri}, s_{\max}, \tau_{\max})}{s} \quad (4.3)$$

$$s_{el} = \frac{2\tau_{\max}}{3(k_{r1} + k_{r2})} \quad s_u = s_{el} + \frac{\tau_{\max}}{3k_{r2}} = \frac{\tau_{\max}}{3} \left( \frac{2}{k_{r2} + k_{r1}} + \frac{1}{k_{r2}} \right) \quad (4.4)$$

## 4.2.2 Application aux interfaces considérées

Les résultats des essais de cisaillement direct illustrés à la figure 3.6, à la figure 3.10 et à la figure 3.11 permettent de caler les lois constitutives en adaptant la valeur des paramètres des lois de manière à obtenir la meilleure correspondance entre les essais et le modèle. Le tableau 4.1 contient les valeurs moyennes des paramètres  $k_{r1}$ ,  $k_{r2}$  et  $\tau_{\max}/s_{\max}$  ainsi qu'une indication de la dispersion des résultats. Comme cela peut être lu dans ce tableau, la dispersion représente jusqu'à 50 % de la valeur moyenne. Toutefois, la grande majorité des valeurs se trouve dans une fourchette de  $\pm 20$  % autour de la valeur moyenne. Cette valeur de 20 % peut être retenue comme estimation de la précision des paramètres des lois constitutives.

En cas de décollement de la couche d'adhérence, le paramètre  $\tau_{\max}/s_{\max}$  a une valeur beaucoup plus importante que 1.5 étant donné le caractère fragile de la rupture. Toutefois, le dispositif expérimental employé, avec deux interfaces en parallèle, ne permet pas de mesurer cette grandeur avec précision. Une valeur approximative de  $\tau_{\max}/s_{\max} = 5 \text{ N/mm}^3$  peut être retenue à défaut de mesures complémentaires.



**Tableau 4.1** - Paramètres expérimentaux des lois constitutives

| Matériau 1         | Matériau 2 | $k_{r1}$ [N/mm <sup>3</sup> ] | $k_{r2}$ [N/mm <sup>3</sup> ] | $\tau_{\max}/s_{\max}$ [N/mm <sup>3</sup> ] |
|--------------------|------------|-------------------------------|-------------------------------|---|
| Tôle striée R1     | Coulis H   | $77 \pm 12$                   | $13 \pm 5$                    | $1.4 \pm 0.2$                               |
| Tôle striée R1     | Coulis N   | $58 \pm 11$                   | $11 \pm 2$                    | $1.0 \pm 0.2$                               |
| Tôle striée R2     | Coulis H   | $42 \pm 8$                    | $6.3 \pm 1.3$                 | $0.60 \pm 0.30$                             |
| Tôle striée R2     | Coulis N   | $39 \pm 7$                    | $2.6 \pm 1.0$                 | $0.15 \pm 0.03$                             |
| Couche d'adhérence | Coulis H   | $61 \pm 28$                   | $8.2 \pm 2.1$                 | $1.5 \pm 0.5$                               |
| Béton rugueux      | Coulis H   | $54 \pm 11$                   | $7.0 \pm 2.5$                 | $1.5 \pm 0.6$                               |

Il est important de relever que le modèle proposé, qui décrit le comportement post-rupture avec un seul paramètre ( $\tau_{\max}/s_{\max}$ ), et donc avec une pente constante, ne représente le comportement réel que pour les premiers millimètres après la rupture. En effet, le comportement réel tend asymptotiquement vers une valeur résiduelle du glissement (figure 3.13 a)). Pour l'interface acier - coulis de ciment, la loi cinématique est valable jusqu'à un glissement variant entre 3 et 5 mm. Pour les interfaces béton - coulis de ciment et couche d'adhérence - coulis de ciment, les lois cinématiques sont valables jusqu'à un glissement d'environ 2 mm.

La loi constitutive, synthétisée par les relations (4.2), permet d'exprimer la dépendance entre le glissement  $s$  et la contrainte de cisaillement  $\tau$ , en fonction de  $k_{r1}$ ,  $k_{r2}$ ,  $\tau_{\max}/s_{\max}$  et  $\tau_{\max}$ . Parmi ces valeurs, les trois premières sont des caractéristiques de l'interface (tableau 4.1), alors que la dernière est fonction de la contrainte normale sur l'interface  $\sigma$ . La valeur de  $k_{\text{sec}}$  peut être calculée à l'aide de l'équation (4.3) en divisant  $\tau$  par  $s$ . Cette valeur est utilisée plus loin dans la thèse pour représenter la loi constitutive à l'aide d'une variable unique.  $k_{\text{sec}}$  dépend naturellement des variables  $k_{r1}$ ,  $k_{r2}$ ,  $\tau_{\max}/s_{\max}$  et  $\tau_{\max}$ .

### 4.3 LOI CINÉMATIQUE

Une loi cinématique est une relation liant deux mesures de déplacement ou de déformation, exprimant une caractéristique de la cinématique de déformation de l'objet étudié. Dans le cas des interfaces cisailées, la loi cinématique considérée est la relation entre le glissement  $s$  et l'écartement  $u$ .

#### 4.3.1 Observations et modélisation

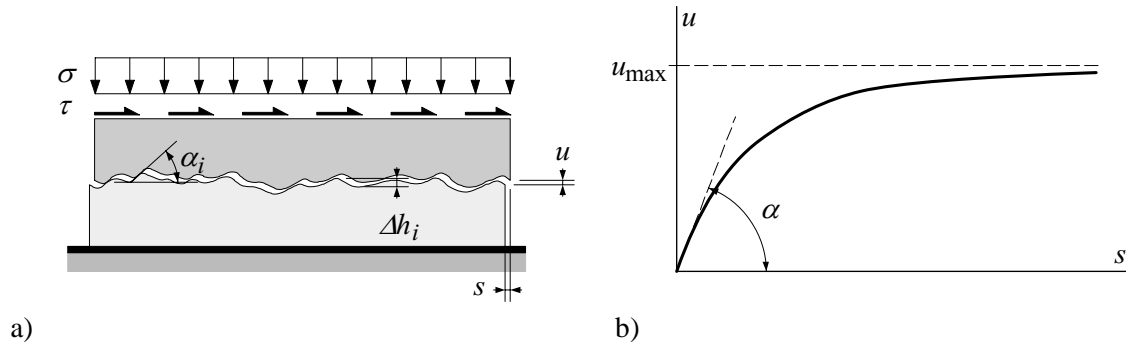
La figure 4.6 a) illustre la cinématique de rupture d'une interface cisailée dont la rugosité est caractérisée par des angles avec l'horizontale  $\alpha_i$  et des hauteurs entre les creux et les sommets locaux  $\Delta h_i$ . Comme la surface de rupture n'est pas plane, un écartement  $u$  accompagne le glissement  $s$ . La figure 4.6 b) représente la relation entre ces deux déplacements telle qu'observée dans les essais de cisaillement direct (figure 3.7). Cette relation peut être caractérisée par un angle de la tangente à l'origine  $\alpha$  et par un écartement maximal  $u_{\max}$ .

Les grandeurs de  $\alpha$  et de  $u_{\max}$  peuvent être déterminées analytiquement. Pour ce faire, deux hypothèses simplificatrices sont effectuées dans un premier temps:

- le fait que les surfaces en contact peuvent être friables et donc s'éroder lorsqu'elles frottent l'une contre l'autre est négligé, et
- la surface de rupture est admise comme suivant exactement la surface de contact entre les deux matériaux.

Il est alors possible de déduire la forme de la loi cinématique directement à partir de la géométrie de l'interface telle qu'illustrée à la figure 4.6 a). La formulation mathématique de cette loi peut être exprimée de la manière suivante:

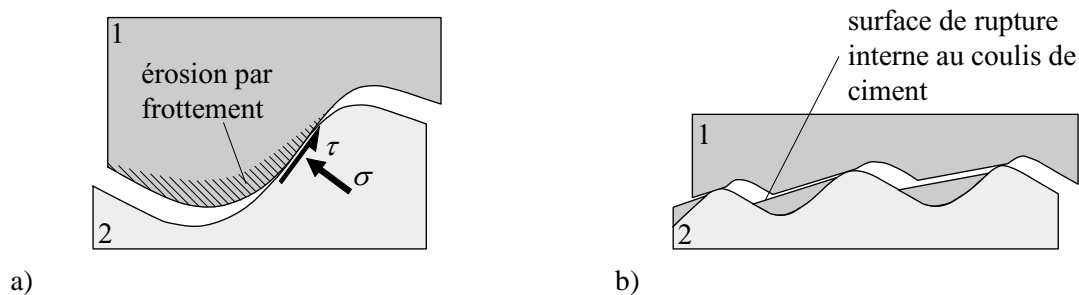
$$\alpha = \max(\alpha_i) \quad u_{\max} = \max(\Delta h_i) \quad (4.5)$$



**Figure 4.6 - Cinématique de rupture, a) rupture dans l'interface, b) loi cinématique**

Si l'érosion et le fait que la surface de rupture réelle n'est pas exactement confondue avec l'interface ne sont pas négligés,  $\alpha$  et  $u_{\max}$  prennent d'autres valeurs, plus faibles. La figure 4.7 a) représente l'état de contrainte entre les deux surfaces en contact. Sous l'effet de la contrainte  $\tau$ , qui est d'autant plus grande que la contrainte  $\sigma$  est grande, la surface la plus friable s'érode, ce qui a pour effet de réduire la hauteur des aspérités et par conséquent de diminuer la valeur de  $u_{\max}$  et de  $\alpha$ . La figure 4.7 b) représente la surface de rupture réelle qui peut être observée lors des essais (figure 3.5). Cette surface ne passe pas uniquement dans l'interface entre les deux matériaux, mais qu'elle traverse par endroits le matériau le moins résistant, soit le coulis de ciment. Cela a pour effet de réduire encore l'écartement maximal  $u_{\max}$  ainsi que l'angle  $\alpha$ .

Plus la surface de rupture est confondue avec l'interface, plus  $\alpha$  et  $u_{\max}$  seront proches des valeurs calculées à l'aide des équations (4.5). Au contraire, si la surface de rupture n'est pas du tout confondue avec l'interface, la loi cinématique peut être complètement indépendante de  $\alpha_i$  et de  $\Delta h_i$ . Par exemple, les éprouvettes de type ABR-H possèdent une surface de rupture presque entièrement dans le coulis de ciment, à quelques millimètres de l'interface (figure 3.5 d)). La rugosité de l'interface n'influence donc pas la forme de la loi cinématique, qui est entièrement caractérisée par l'état de contrainte dans le coulis ainsi que par ses propriétés mécaniques (critère de rupture tridimensionnel).



**Figure 4.7 - Comportement cinématique réel, a) érosion par frottement, b) position de la surface de rupture**

Il n'est donc pas judicieux de définir une loi cinématique basée sur la rugosité de l'interface ( $\alpha_i$  et  $\Delta h_i$ ) puisque les essais montrent que dans la grande majorité des cas, la surface de rupture passe au moins en partie à l'intérieur du coulis de ciment. Le modèle proposé est donc défini sur la base d'une surface de rupture dont les caractéristiques, en particulier la hauteur maximale entre les sommets et les creux,  $u_{\max,0}$ , seraient connues *a priori*.

La hauteur  $u_{\max}$  dépend alors de  $u_{\max,0}$ , de la contrainte de compression normale à l'interface  $\sigma$ , de la résistance du matériau le moins dur  $f_c$  et de la forme de la surface de rupture, caractérisée par un

paramètre  $r$ . En effet, plus la surface de rupture est anguleuse, plus les contraintes de contact seront localement élevées et plus l'érosion sera importante. Cet effet est pris en compte par le paramètre  $r$ . L'équation (4.6) exprime la dépendance, admise linéaire, entre ces paramètres. Une contrainte de compression doit être introduite avec un signe positif. Il est important de relever que  $f_c$  est la résistance à la compression du matériau qui s'érode au contact de l'autre matériau ou contre lui-même. Dans la figure 4.7 a), il s'agit du matériau 1. Ce matériau n'est pas nécessairement celui dont la résistance  $f_c$  est la plus faible, mais celui dont la résistance au cisaillement et à l'abrasion est la plus faible. Dans le cas de l'interface béton - coulis de ciment, c'est dans le coulis de ciment que se développe la surface de rupture et c'est donc le coulis de ciment qui s'érode au contact de lui-même.

$$u_{\max} = u_{\max,0} - r \frac{\sigma}{f_c} \quad (4.6)$$

$r$  : paramètre de la loi cinématique ayant les dimensions d'un écartement

La forme de la loi cinématique illustrée à la figure 4.6 b) peut être assimilée à une courbe de type exponentielle dont l'équation (4.7) en est la représentation analytique. L'emploi du paramètre  $s_\alpha$ , lié à la pente à l'origine  $\alpha$  de la loi, permet une formulation mathématique plus élégante que l'utilisation de  $\alpha$ .

$$u = u_{\max}(1 - e^{-s/s_\alpha}) \quad (4.7)$$

$s_\alpha$  : paramètre de la loi cinématique ayant les dimensions d'un glissement

Il est intéressant de remarquer que:

$$\tan \alpha = \frac{d}{ds} u(s=0) = \frac{u_{\max}(\sigma)}{s_\alpha} \quad (4.8)$$

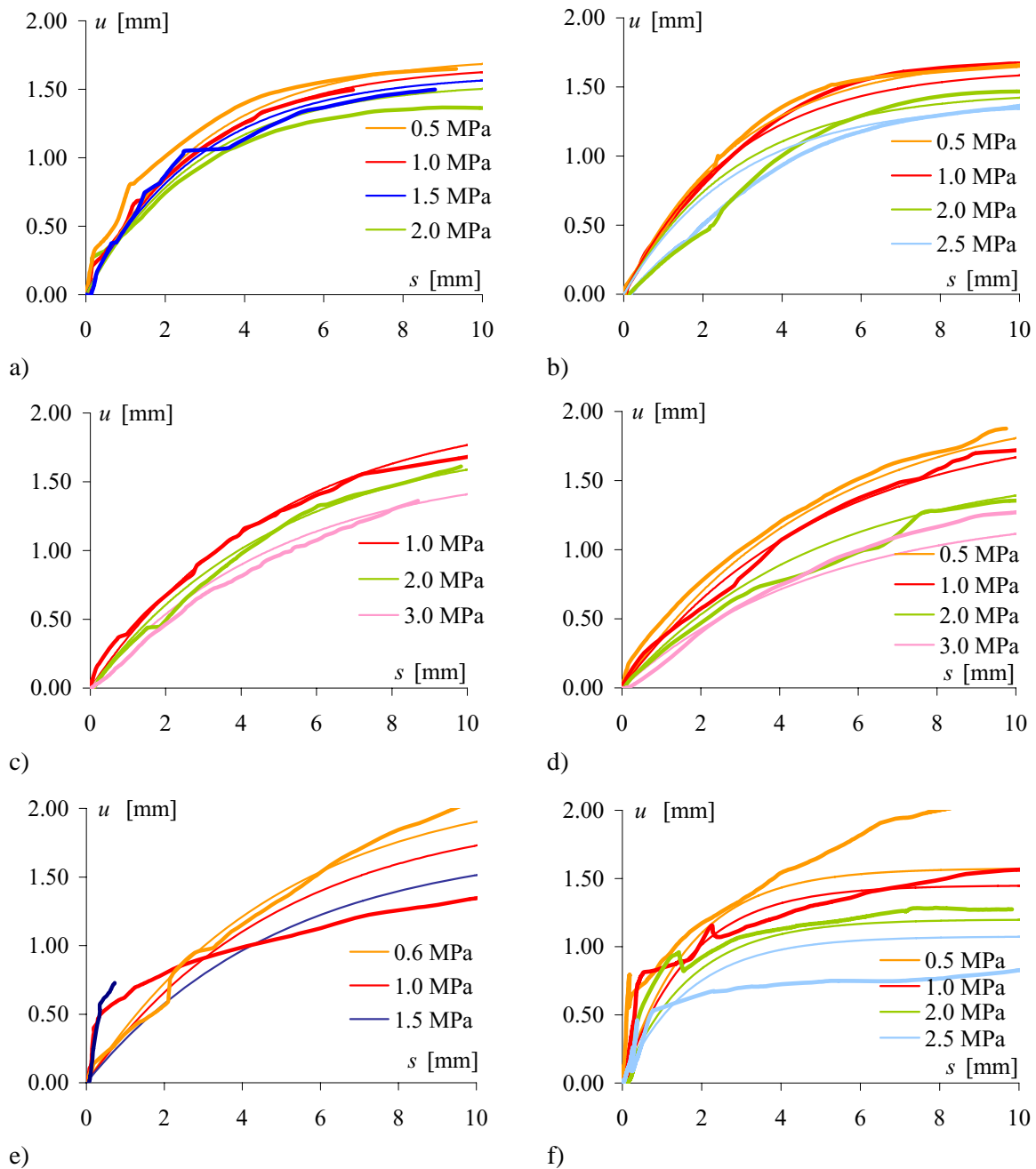
Cela signifie que la pente à l'origine n'est pas constante mais dépend de  $\sigma$ , ce qui est conforme à l'observation (figure 3.7). En revanche, le paramètre  $s_\alpha$  est constant pour un type d'interface donné. Il est donc plus judicieux d'utiliser  $s_\alpha$  que  $\alpha$  dans la relation (4.7).

### 4.3.2 Application aux interfaces considérées

La loi cinématique, représentée par les relations (4.6) et (4.7), doit être calibrée à l'aide des résultats des essais de cisaillement direct (figure 3.7) en cherchant les valeurs des paramètres qui permettent la meilleure correspondance entre la loi cinématique et les résultats d'essai. Les paramètres indépendants sont  $u_{\max,0}$ ,  $r$  et  $s_\alpha$ . Le tableau 4.2 contient les valeurs finales retenues pour les lois cinématiques pour chaque type d'interface. La correspondance entre les résultats d'essai et les lois cinématiques est illustrée à la figure 4.8 pour les différentes interfaces en fonction de la contrainte normale. Les courbes fines représentent les lois cinématiques, alors que les courbes épaisses représentent les résultats des essais de cisaillement direct. La correspondance est très bonne pour toutes les interfaces sauf pour l'interface béton rugueux - coulis de ciment, pour laquelle la loi proposée sous-estime l'écartement pour de faibles valeurs du glissement ( $s < 2$  mm).

**Tableau 4.2 - Paramètres retenus pour les relations entre glissement et écartement**

| Matériau 1         | Matériau 2                              | $u_{\max,0}$ [mm] | $r$ [mm] | $s_\alpha$ [mm] |
|--------------------|---|-------------------|----------|-----------------|
| Tôle striée R1     | Indépendant du type de coulis de ciment | 1.80              | 10       | 0.35            |
| Tôle striée R2     |   | 2.25              | 25       | 0.20            |
| Couche d'adhérence |   | 1.70              | 20       | 0.60            |
| Béton rugueux      |   | 2.50              | 40       | 0.20            |



**Figure 4.8 - Correspondance entre la loi cinématique et les résultats d'essais en fonction de la contrainte normale, a) AR1-H, b) AR1-N, c) AR2-H, d) AR2-N, e) ABR-H, f) AH-H**

Les valeurs contenues dans le tableau 4.2 sont des propositions basées sur un nombre limité d'essais de cisaillement direct. La précision des valeurs contenues dans le tableau 4.2 peut être estimée à environ 20 %, comme cela peut être observé qualitativement dans la figure 4.8. Des essais plus nombreux, avec d'autres qualités de coulis de ciment et une plus grande étendue de contraintes normales, permettraient d'affiner et de préciser ces résultats, dont la précision a une influence importante sur la modélisation des connexions par adhérence (§ 5.3.6).

#### 4.4 CRITÈRE DE RUPTURE

Un critère de rupture est l'état limite d'une fonction  $F$  et exprime la condition de rupture de l'objet considéré. L'équation (4.9) représente de manière générale cette fonction dont la condition de rupture ou état limite s'exprime en posant  $F = 0$ .

$$F = F(\text{var}_1, \text{var}_2, \text{var}_3, \dots, \text{var}_n) \quad (4.9)$$

Dans le cas des interfaces cisailées, il s'agit d'une fonction permettant d'exprimer la rupture des interfaces en fonction des paramètres identifiés comme significatifs soit la résistance propre des matériaux composant l'interface  $f_i$ , une ou plusieurs grandeurs  $m$  caractérisant la rugosité de l'interface, les contraintes normale  $\sigma$  et tangentielle  $\tau$  caractérisant l'état de contrainte dans l'interface ou encore des paramètres propres à l'interface tels qu'un coefficient de frottement  $\mu$ . Le critère de rupture s'écrit alors sous la forme:

$$F = F(f_i, m, \sigma, \tau, \mu) = 0 \quad (4.10)$$

Ou encore, en exprimant la valeur particulière de  $\tau$  à l'état limite en fonction des autres paramètres:

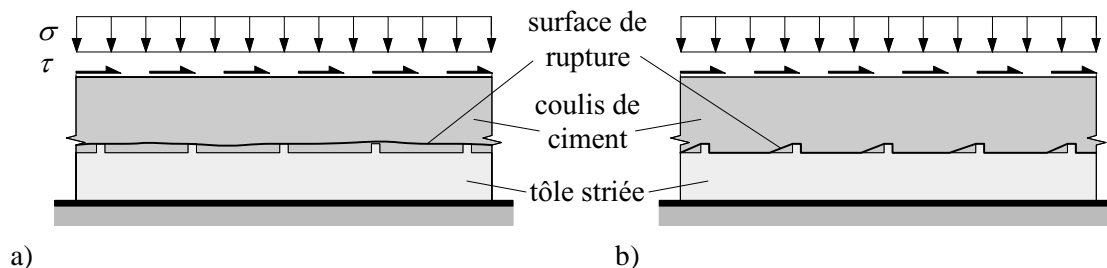
$$\tau(F = 0) = \tau_{\max} = \tau(f_i, m, \sigma, \mu) \quad (4.11)$$

La détermination précise de la forme du critère de rupture ainsi que des paramètres numériques ne peut se faire qu'à l'aide d'un nombre de données expérimentales important, permettant de saisir l'influence de chaque paramètre avec précision. De plus, l'expérience montre que la rugosité de l'interface ainsi que les matériaux en contact jouent un rôle important. Il n'est en particulier pas adéquat d'aborder de la même manière la question du critère de rupture pour une interface à géométrie régulière (tôle striée) que pour une interface à géométrie irrégulière (béton rugueux, couche d'adhérence). Pour ces raisons, une approche analytique a été adoptée pour déterminer le critère de rupture de l'interface tôle striée - coulis de ciment (§ 4.4.1) et une approche purement empirique pour les critères de rupture des interfaces couche d'adhérence - coulis de ciment (§ 4.4.2) et béton rugueux - coulis de ciment (§ 4.4.3).

##### 4.4.1 Interface tôle striée - coulis de ciment

###### Surface de rupture et résistance au cisaillement

La figure 4.9 illustre les deux surfaces de rupture de ce type d'interface: a) la rupture par cisaillement du coulis et b) la rupture par écrasement du coulis contre les stries. Ces deux modes de rupture sont nommés respectivement *shearing failure* et *bearing failure* dans la littérature [Kitoh 1996]. La résistance du coulis de ciment et la géométrie de la tôle striée influencent le mode de rupture déterminant.



**Figure 4.9 - Surface de rupture de l'interface tôle striée - coulis de ciment,**  
a) *shearing failure*, b) *bearing failure*

La résistance au cisaillement de l'interface tôle striée - coulis de ciment est due d'une part au frottement des deux surfaces constituant l'interface et d'autre part à la résistance propre du coulis de ciment à l'intérieur duquel se développe la surface de rupture [Patrick 1990], [Kitoh 1996].

La rupture selon le mode *bearing failure* peut ainsi être représentée par le critère de rupture suivant:

$$F = \tau_{\max} - \tau_f - \tau_b = 0 \quad (4.12)$$

- $\tau_{\max}$  : contrainte de cisaillement maximale  
 $\tau_f$  : résistance au cisaillement par frottement  
 $\tau_b$  : résistance au cisaillement par écrasement du béton contre les stries

De manière similaire, la rupture selon le mode *shearing failure* peut être représentée par le critère de rupture suivant:

$$F = \tau_{\max} - \tau_f - \tau_s = 0 \quad (4.13)$$

- $\tau_s$  : résistance au cisaillement par cisaillement du béton entre les stries

Les essais de cisaillement direct ont montré que le mode de rupture déterminant est le plus souvent le mode *bearing failure*. Pour cette raison, l'étude du critère de rupture se concentre sur ce mode de rupture.

### Caractéristique de la rugosité, paramètre $m$

La figure 4.10 et la relation (4.14) définissent le paramètre  $m$  tel que proposé initialement par Kitoh [Kitoh 1996]. Le paramètre  $m$  est égal au rapport entre la somme des hauteurs des stries et la longueur totale de la tôle. Pour une tôle dont la géométrie est régulière, cela est équivalent au rapport entre la hauteur d'une strie et la distance entre les stries. Selon Kitoh, la rupture par cisaillement du coulis (figure 4.9 a)) se produit lorsque  $m$  est supérieur à une valeur  $m_{\lim}$  située entre 0.1 et 0.2 pour des bétons dont la résistance à la compression  $f_c$  vaut entre 28 et 35 N/mm<sup>2</sup>. Si  $m$  est inférieur à  $m_{\lim}$ , le mode de rupture se produit par écrasement du coulis contre les stries (figure 4.9 b)). Ces observations ont été effectuées avec des interfaces tôle striée - béton dont les stries sont perpendiculaires à la direction de cisaillement.

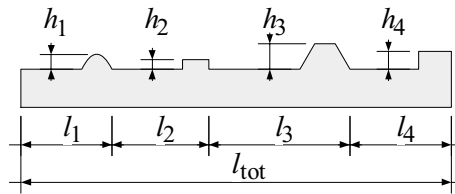


Figure 4.10 - Définition du paramètre  $m$

$$m = \frac{\sum h_i}{\sum l_i} = \frac{\sum h_i}{l_{\text{tot}}} \quad (4.14)$$

- $m$  : paramètre adimensionnel caractéristique de la géométrie de la tôle striée  
 $h_i$  : hauteur de la strie  
 $l_i$  : longueur entre deux stries, y compris la longueur de la strie  
 $l_{\text{tot}}$  : longueur totale de la tôle striée

### Résistance par écrasement du béton contre les stries selon Kitoh

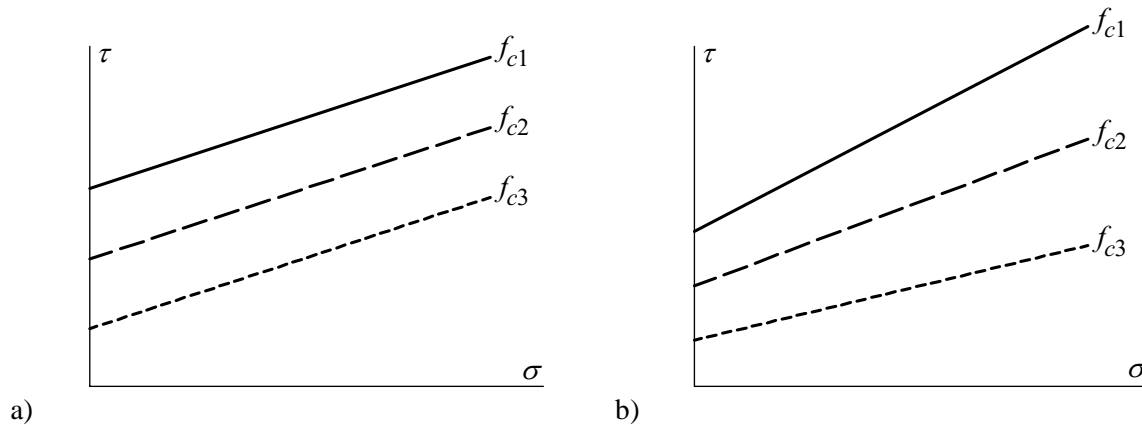
Kitoh propose de préciser les termes de l'équation (4.12) de la manière suivante:

$$\tau_f = \mu \sigma \quad \tau_b = m(Af_c + B\sigma) \quad (4.15)$$

- $\mu$  : coefficient de frottement entre l'acier et le béton [-],  $\mu = 0.60$  lors des essais de Kitoh  
 $\sigma$  : contrainte normale sur l'interface ( $\sigma > 0$  pour la compression)  
 $m$  : rapport géométrique défini à la figure 4.10 [-]  
 $f_c$  : résistance à la compression du béton

$A, B$  : paramètres calibrés à l'aide des résultats d'essais [-],  $A = 0.892$ ,  $B = 16.3$  lors les essais de Kitoh

Cette relation est représentée schématiquement à la figure 4.11 a). Pour une géométrie de tôle donnée, des bétons différents fournissent des droites parallèles dans le plan  $\tau$ - $\sigma$ . Or, les résultats expérimentaux (§ 3.2.3, figure 3.9) contredisent ce résultat (figure 4.11 b)): pour différentes qualités de coulis de ciment, les droites ne sont pas parallèles mais divergentes lorsque  $\sigma$  augmente. La relation (4.15) ne prend donc pas en compte le paramètre  $f_c$  de manière adéquate. Il est nécessaire d'apporter une modification aux termes de cette équation pour tenir compte de ce phénomène.



**Figure 4.11 - Critères de rupture, a) Kitoh [Kitoh 1996], b) expérimental (§ 3.2.2)**

De plus, les tôles testées par Kitoh disposaient de stries perpendiculaires à la direction de cisaillement (figure 4.10) alors que les tôles considérées dans la présente étude ont une géométrie plus générale, et en particulier possèdent deux séries de stries qui se croisent en formant des losanges. Il est donc également nécessaire de modifier les termes de (4.15) pour tenir compte d'une géométrie des tôles striées plus complexe.

### **Modification du critère de rupture de Kitoh**

Pour tenir compte du phénomène illustré à la figure 4.11, il convient d'exprimer les termes de (4.12) comme suit:

$$\begin{aligned} \tau_f &= \mu \sigma \\ \tau_b &= m A f_c \left( 1 + \frac{\sigma}{\sigma_0} \right) = m A f_c + m A f_c \frac{\sigma}{\sigma_0} \end{aligned} \quad (4.16)$$

$\sigma_0$  : paramètre du critère de rupture ayant la dimension d'une contrainte

L'écriture de droite de  $\tau_b$  dans (4.16) permet de distinguer deux termes:

- Le premier terme exprime la résistance au cisaillement du coulis de ciment le long de la surface de rupture en l'absence de contrainte normale.
- Le deuxième terme exprime l'augmentation de la résistance du coulis de ciment au cisaillement due à la compression de l'interface. Les matériaux cimentaires (coulis de ciment, béton) possèdent en effet un critère de rupture tridimensionnel qui dépend du premier invariant du tenseur des contraintes, soit de la moyenne des contraintes principales. Cette réalité physique s'exprime par exemple par les critères de rupture de Ottosen [Ottosen 1979] ou de Drucker-Prager [Drucker 1952]. Une augmentation de la compression sur l'interface permet donc d'augmenter la résistance au cisaillement du coulis de ciment, ce qu'exprime le terme  $m A f_c (\sigma / \sigma_0)$ .

Pour tenir compte d'une géométrie des stries plus générale que celle illustrée à la figure 4.10, et en particulier de stries qui ne sont pas perpendiculaires à la direction du cisaillement, il est nécessaire

d'étudier plus en détail le mode de rupture des interfaces constituées des tôles R1 et R2. Lorsque la distance entre les stries est variable, le coefficient  $m$  change en fonction de la section dans laquelle il est évalué. Là où deux stries se joignent, la valeur de  $m$  tend vers l'infini et le mode de rupture est de type *shearing failure*. Là où les stries sont plus éloignées, le coefficient  $m$  a une valeur plus faible et le mode de rupture est de type *bearing failure*. Dans les essais sur les tôles R1 et R2, le mode *bearing failure* se produit sur la majorité de la surface de la tôle (figure 3.5 a) et c)). Le critère de rupture peut donc être défini par rapport à un mode de rupture par écrasement du coulis tout en appliquant un coefficient de réduction  $\kappa$  pour tenir compte des zones où le mode de rupture est de type *shearing failure*. Ce coefficient est défini par la relation (4.17).

$$\kappa = \frac{\tau_b}{\tau_{b,\perp}} \quad (4.17)$$

- $\tau_b$  : contrainte de cisaillement par écrasement du coulis pour une tôle striée de géométrie quelconque  
 $\tau_{b,\perp}$  : contrainte de cisaillement par écrasement du coulis pour une tôle striée dont les stries sont perpendiculaires à la direction de cisaillement

La relation (4.12) s'écrit alors, avec (4.16) et (4.17), sous sa forme générale.

$$F = \tau_{\max} - \mu\sigma - \kappa m A f_c \left(1 + \frac{\sigma}{\sigma_0}\right) = 0 \quad (4.18)$$

Le paramètre  $m$  est évalué avec la valeur moyenne de la distance entre les stries. La détermination des paramètres  $\mu$ ,  $A$ ,  $\sigma_0$  et  $\kappa$  est présentée dans les paragraphes qui suivent. La relation (4.18) peut être exprimée de manière simplifiée en fonction de la contrainte normale  $\sigma$  uniquement:

$$\tau_{\max} = c + d\sigma \quad (4.19)$$

- $c$  : contrainte maximale lorsque  $\sigma = 0$ ,  $c = \kappa m A f_c$   
 $d$  : pente du critère de rupture dans le diagramme  $\sigma$ - $\tau$  (figure 4.11),  $d = \mu + \kappa m A f_c / \sigma_0$

### Détermination du paramètre $\mu$

Le terme  $\tau_f$  représente la résistance au cisaillement due au frottement des deux surfaces l'une sur l'autre. Lorsque la surface de rupture est entièrement développée, la résistance  $\tau_b$  diminue avec le glissement et la valeur de  $\tau_f$  peut être déterminée en tant que résistance résiduelle post-rupture, comme illustré à la figure 4.12 a). Toutefois, l'observation des courbes charge - glissement (§ 3.2.3, figure 3.13) montre que cette résistance résiduelle n'est constante que pour une valeur du glissement pouvant atteindre 12 à 15 mm. Or, seuls six des essais de cisaillement direct ont été conduits suffisamment loin pour pouvoir observer ce plateau. Ces résultats sont illustrés à la figure 4.12 b) dans un graphique  $\tau_f$ - $\sigma$ . Le coefficient de frottement  $\mu$  est égal à la pente de la droite, soit  $\mu = 0.72$ . Cette valeur est très proche des résultats des essais menés par Roik [Roik 1978] et Mangerig [Mangerig 2002]. Elle est légèrement supérieure à la valeur  $\mu = 0.60$  obtenue par Kitoh [Kitoh 1996] avec le même type d'analyse.

### Détermination des paramètres $A$ et $\sigma_0$

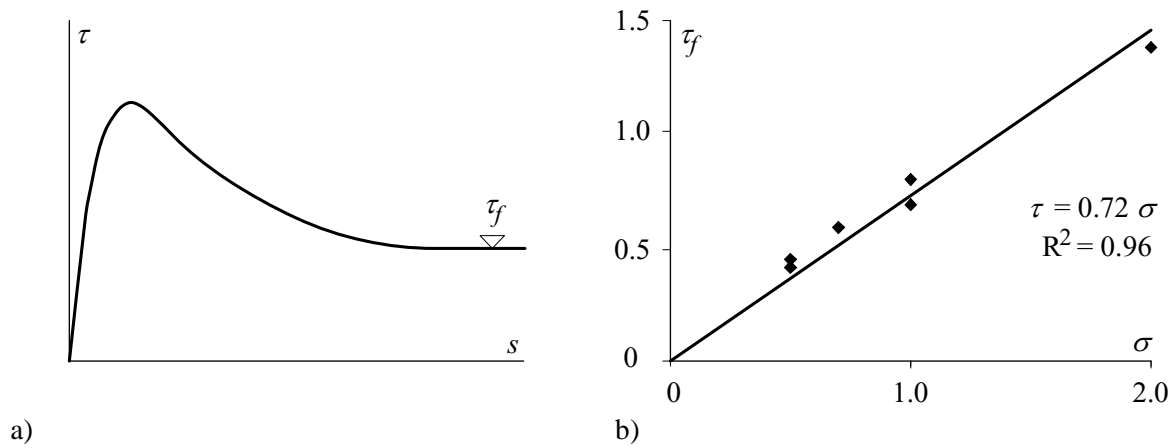
La détermination des valeurs de  $A$  et de  $\sigma_0$  s'effectue à l'aide des résultats des essais de Kitoh, de manière à éliminer l'influence du paramètre  $\kappa$ . La calibration de la loi donne les valeurs  $A = 0.13$  et  $\sigma_0 = 0.70 \text{ N/mm}^2$ . Il s'agit donc de paramètres relatifs au calcul de la résistance au cisaillement  $\tau_{b,\perp}$  d'interfaces avec une tôle striée dont les stries sont perpendiculaires à la direction du cisaillement.

### Détermination du paramètre $\kappa$

Il est possible de déterminer la valeur de  $\kappa$  de deux manières différentes:

- à partir de sa définition, exprimée par la relation (4.17),



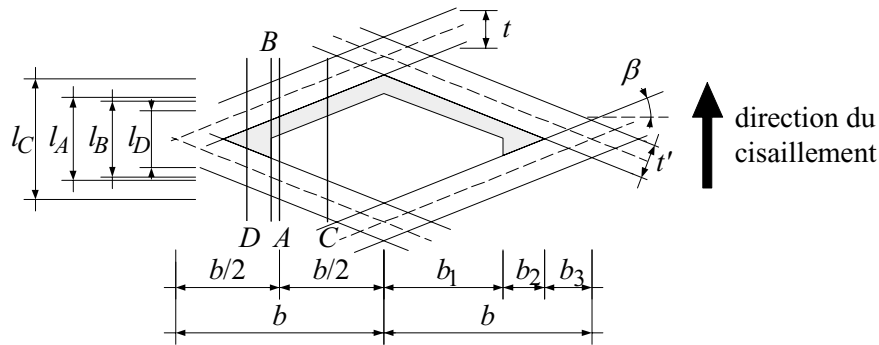


**Figure 4.12** - Détermination du coefficient de frottement  $\mu$ , a) contrainte résiduelle  $\tau_f$  b) relation  $\tau_f$ - $\sigma$

- par calibration à l'aide des résultats d'essais.

#### Calcul à partir de la relation (4.17)

La figure 4.13 illustre le calcul de  $\kappa$  à partir de la relation (4.17). Un losange formé par l'intersection de quatre stries y est représenté, de même que les résidus de coulis de ciment, illustrés par des zones grisées. La rupture est de type *bearing failure* le long de  $b_1$  et de type *shearing failure* le long de  $b_2$ . La longueur  $b_3$  correspond à la zone d'intersection des stries, où la contrainte  $\tau_b$  est nulle. Le long de  $b_3$ , les égalités  $\tau_{\max} = \tau_f = \mu \sigma$  sont satisfaites. La section A se trouve à mi-distance de  $b$ . C'est en cette section qu'on évalue la valeur de  $m$  pour le calcul de  $\tau_{b,\perp}$ , soit  $m_{\text{moy}} = m_A = h/l_A$ . La section B se situe au point de transition entre la zone de rupture par écrasement du coulis et la zone de rupture par cisaillement du coulis. La section C se trouve à mi-longueur de la zone de rupture par écrasement du coulis ( $b_1$ ). La section D se trouve à mi-longueur de la zone de rupture par cisaillement du coulis ( $b_2$ ).



**Figure 4.13** - Vue en plan d'une maille de tôle striée pour la détermination du paramètre  $\kappa$

Les relations suivantes sont obtenues en appliquant l'équation (4.16) et en calculant la valeur du paramètre  $m$  dans chaque section:

$$\tau_{b,A} = m_A A f_c \left(1 + \frac{\sigma}{\sigma_0}\right) \quad m_A = \frac{h}{l_A} \quad (4.20)$$

$$\tau_{b,B} = m_B A f_c \left(1 + \frac{\sigma}{\sigma_0}\right) \quad m_B = \frac{h}{l_B} \quad (4.21)$$

$$\tau_{b,C} = m_C A f_c \left(1 + \frac{\sigma}{\sigma_0}\right) \quad m_C = \frac{h}{l_C} \quad (4.22)$$

La contrainte dans la section  $B$  peut par ailleurs être exprimée par l'équation (4.13) représentant le critère de rupture par cisaillement du coulis,  $\tau_{\max,B} = \tau_f + \tau_s$ . La contrainte  $\tau_s$  est indépendante de  $m$ , donc de l'espace entre les stries. Il en découle que, à la rupture:

$$\tau_{b,B} = \tau_s \quad (4.23)$$

La relation (4.17) peut alors être reformulée avec les relations (4.20) à (4.23), pour exprimer la dépendance entre  $\kappa$ ,  $b_1/b$ ,  $b_2/b$  et  $\alpha$ .

$$\begin{aligned} \kappa = \frac{\tau_{b, \text{qcq}}}{\tau_{b, \perp}} &= \frac{\frac{1}{S} \int \tau_b dS}{\tau_{b,A}} = \frac{\tau_{b,C} l_C b_1 + \tau_s l_D b_2 + 0 \cdot b_3}{l_A b \tau_{b,A}} \\ &= \frac{m_C l_C b_1 + m_B l_D b_2}{m_A l_A b} = \frac{b_1 + \alpha b_2}{b} \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{l_D}{l_B} \end{aligned} \quad (4.24)$$

$S$  : surface considérée pour l'intégration,  $S = l_A b$

Le rapport  $\alpha$  peut être calculé en exprimant les longueurs  $l_D$  et  $l_B$  en fonction de  $b$ ,  $b_2$  et  $b_3$ :

$$\alpha = \frac{b_3 + 0.5b_2}{b_3 + b_2} \quad (4.25)$$

Le rapport  $\alpha$  est compris entre 0.5, lorsque  $t$  tend vers 0, et 1.0, lorsque  $b_2 / t$  tend vers 0. En utilisant la relation  $b = b_1 + b_2 + b_3 = l_A / \tan \beta$ , et en substituant (4.25) dans (4.24), il vient:

$$\kappa = 1 - \frac{b_3}{b} - \frac{0.5(b_2/b)^2}{(b_3/b) + (b_2/b)} \quad (4.26)$$

La géométrie illustrée à la figure 4.13 permet d'exprimer les rapport  $\lambda_2 = b_2 / b$  et  $\lambda_3 = b_3 / b$  en fonction de la géométrie de la tôle striée:

$$\lambda_2 = \frac{b_2}{b} = \frac{l_B - t}{l_A} \quad (4.27)$$

$$\lambda_3 = \frac{b_3}{b} = \frac{t'}{2l_A \cos \beta} \quad \text{avec} \quad 0 < \beta < \frac{\pi}{2} \quad (4.28)$$

Définissons encore le rapport  $m'$  comme:

$$m' = \frac{h}{l - t} \quad (4.29)$$

$l$  : distance totale entre 2 stries (noté  $l_1$  à  $l_4$  sur la figure 4.10)

Il est important de noter que  $m'$  est calculé avec la distance libre entre les stries ( $l - t$ ) au contraire du paramètre  $m$  qui est calculé avec la distance totale  $l$  (équation (4.14)). Cette valeur permet de définir le mode de rupture: si  $m' < m'_{\lim}$ , la rupture est de type *shearing failure*, alors qu'elle est de type *bearing failure* si  $m' > m'_{\lim}$ . La valeur de  $m'_{\lim}$  peut être calculée en exprimant (4.29) dans la section  $B$  puisque c'est dans cette section que le mode de rupture change:

$$m'_{\lim} = \frac{h}{l_B - t} \quad (4.30)$$

En substituant (4.30) dans (4.27), il vient:

$$\lambda_2 = \frac{h}{l_A m'_{\text{lim}}} \quad (4.31)$$

puis en substituant (4.31) et (4.28) dans (4.26), le facteur  $\kappa$  peut être exprimé en fonction de la géométrie de la tôle et de  $m'_{\text{lim}}$ .

$$\kappa = 1 - \frac{t'}{2l_A \cos \beta} - \frac{0.5 \left( \frac{h}{m'_{\text{lim}} l_A} \right)^2}{\frac{h}{m'_{\text{lim}} l_A} + \frac{t'}{2l_A \cos \beta}} = 1 - \lambda_2 - \frac{0.5 \lambda_3^2}{\lambda_2 + \lambda_3} \quad (4.32)$$

Cette dernière relation permet de calculer la valeur de  $\kappa$  pour n'importe quelle géométrie de tôle striée avec l'angle  $\beta$  respectant les limitations de (4.28). Naturellement, pour  $\beta = 0$ ,  $\kappa = 1$  et pour  $\beta = \pi/2$ ,  $\kappa = 0$ .

La valeur de  $m'_{\text{lim}}$  doit être déterminée expérimentalement en mesurant la hauteur  $l_B$  ou la longueur  $b_2$ . Les mesures relevées sur les tôles striées de type R1 et R2 fournissent des valeurs de  $m'_{\text{lim}}$  entre 0.30 et 0.60, et cela indépendamment du type de tôle et du type de coulis de ciment. Le calcul de  $\kappa$  selon (4.32) avec les valeurs extrêmes mesurées pour  $m'_{\text{lim}}$  donne les valeurs suivantes:

- Tôles striées R1:  $0.63 < \kappa_1 < 0.71$ ,
- Tôles striées R2:  $0.72 < \kappa_2 < 0.74$ .

#### Calcul par calibration à l'aide des résultats d'essai

L'autre approche permettant de calculer la valeur de  $\kappa$  est d'utiliser les résultats d'essais sur les tôles R1 et R2 pour calibrer  $\kappa_1$  et  $\kappa_2$  à partir de la relation (4.18). Cette calibration, dont le résultat est illustré à la figure 4.14 fournit les valeurs suivantes:

- Tôles striées R1:  $\kappa_1 = 0.62$ ,
- Tôles striées R2:  $\kappa_2 = 0.72$ .

#### Comparaison des deux méthodes

On constate que ces valeurs sont situées proches de la borne inférieure de la plage de valeurs prédites à l'aide de l'équation (4.32). Cette équation permet donc de calculer avec une bonne précision la valeur de  $\kappa$  à partir de  $m'_{\text{lim}}$  pour autant qu'une valeur conservatrice de  $m'_{\text{lim}}$  soit choisie, c'est-à-dire une petite valeur. Pour un coulis de ciment avec  $50 \text{ N/mm}^2 < f_c < 120 \text{ N/mm}^2$ , la valeur limite  $m'_{\text{lim}} = 0.30$  peut être admise.

#### Evaluation de la qualité de la relation proposée

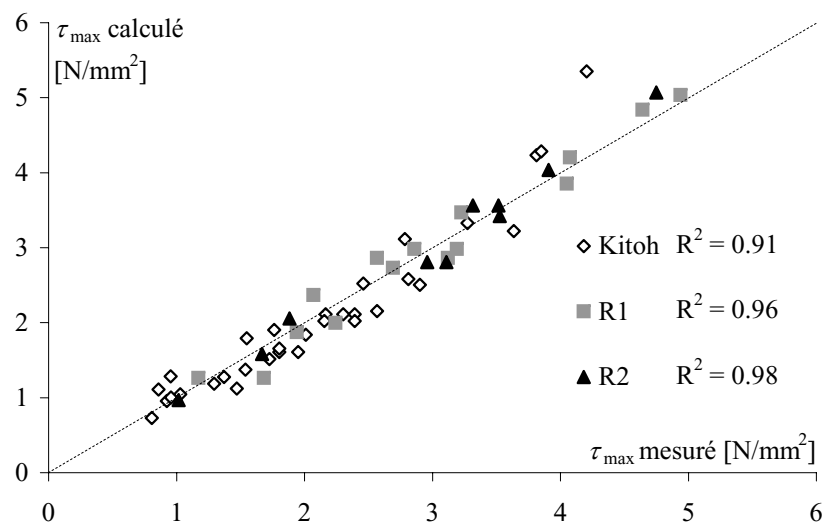
Le critère de rupture pour l'interface tôle striée - coulis de ciment est finalement exprimé par (4.18). En y substituant les valeurs des paramètres numériques, la relation suivante est obtenue:

$$F = \tau_{\text{max}} - 0.72 \cdot \sigma - 0.13 \cdot \kappa m_A f_c \left( 1 + \frac{\sigma}{0.70} \right) = 0 \quad (4.33)$$

- $\kappa$  : coefficient tenant compte de la géométrie en plan de la tôle striée, calculé selon (4.32)  
 $m_A$  : coefficient tenant compte de la géométrie en coupe longitudinale de la tôle striée, évalué dans la section A, selon la figure 4.13

La figure 4.14 illustre la comparaison entre le critère de rupture proposé (équation (4.33)) et les résultats des essais réalisés à l'ICOM ainsi que ceux effectués par Kitoh. La qualité de la relation se chiffre sur la dispersion du nuage de points, mesurée par le coefficient de corrélation  $R^2$ . Pour les trois séries de points (R1, R2 et Kitoh),  $R^2 > 0.90$ . Ce coefficient de corrélation élevé montre que le critère de rupture proposé

permet de prédire avec une bonne précision le comportement réel des interfaces cisillées et comprimées entre une tôle striée et un coulis de ciment.



**Figure 4.14** - Comparaison entre la valeur mesurée et calculée de  $\tau_{\max}$

Pour estimer la qualité de cette relation, il est également intéressant de calculer les critères de rupture pour chaque type de tôle striée et chaque qualité de coulis de ciment utilisés lors des essais de cisaillement direct. En effet, il est important que la relation ne permette pas seulement une bonne estimation de  $\tau_{\max}$  en moyenne, mais qu'elle permette de bien saisir l'influence de chaque paramètre. Le tableau 4.3 contient les valeurs des constantes  $c$  et  $d$  de la relation  $\tau = c + d\sigma$  (équation (4.19)) calculées:

- selon la relation (4.33) avec les valeurs correspondantes de  $\kappa$ ,  $m_A$  et  $f_c$ ,
- selon une régression linéaire sur les résultats expérimentaux groupés par séries.

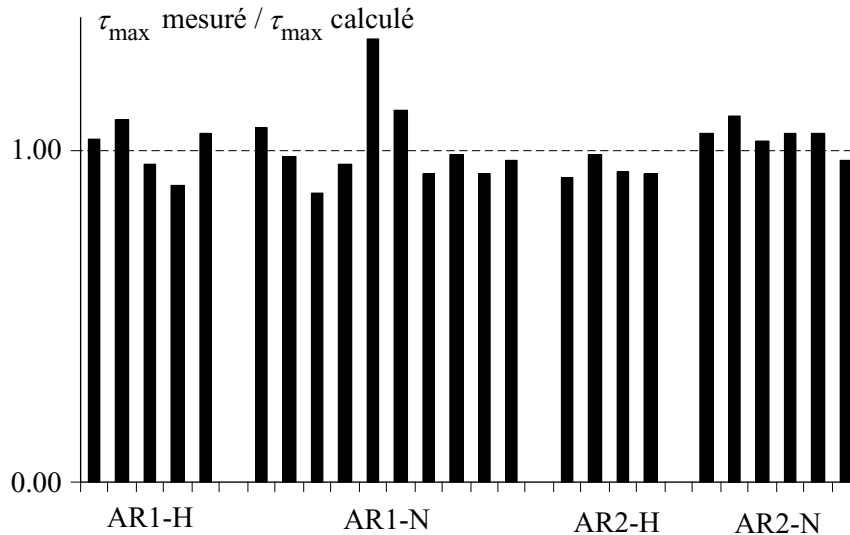
Les différences entre les valeurs de  $d$  obtenues par ces deux méthodes sont généralement inférieure à 10 %, ce qui est parfaitement acceptable vu la dispersion des résultats expérimentaux pour deux essais identiques. La différence est plus importante entre les valeurs de  $c$ . Cela s'explique par le fait qu'aucune mesure n'a été effectuée avec  $\sigma = 0$ . Par conséquent, la valeur de  $c$  est une extrapolation en-dehors de la plage couverte par les essais. Il est dès lors normal que la différence entre les deux méthodes de calcul soit plus élevée que pour le calcul de  $d$ .

**Tableau 4.3** - Comparaison entre les critères de rupture issus de l'équation (4.33) et les régressions linéaires sur des résultats expérimentaux (§ 3.2.2)

| Interface | Coulis de ciment | Critère de rupture issu de l'équation (4.33) |         | Régression linéaire sur les résultats expérimentaux (§ 3.2.2) |         |
|-----------|------------------|--|---------|---|---------|
|           |                  | $c$ [N/mm <sup>2</sup> ]                     | $d$ [-] | $c$ [N/mm <sup>2</sup> ]                                      | $d$ [-] |
| R1-H      | 90               | 0.93   | 1.95    | 0.94  | 1.96    |
| R1-N      | 54               | 0.56   | 1.45    | 0.82  | 1.27    |
| R2-H      | 121              | 0.60   | 1.51    | 0.50  | 1.43    |
| R2-N      | 78               | 0.39   | 1.22    | 0.51  | 1.19    |

D'après ces résultats, la résistance de l'interface R2-H vaut, selon la contrainte normale appliquée, entre 55 et 75 % de la résistance de l'interface R1-H.

La figure 4.15 illustre le ratio entre la valeur mesurée et la valeur calculée de  $\tau_{\max}$ . Ce ratio vaut en moyenne 1.01. Aucune différence notable n'est observée ni entre les différentes interfaces ni entre deux résultats pour une même interface (à l'exception d'un résultat de la série AR1-N), ce qui montre que le critère de rupture tient très bien compte des différents paramètres physiques ( $\sigma$ ,  $f_c$ ,  $\kappa$ ).



**Figure 4.15** - Comparaison entre les résultats d'essais et les critères de rupture pour les interfaces AR1-H, AR1-N, AR2-H et AR2-N

#### 4.4.2 Interface couche d'adhérence - coulis de ciment

Les essais de cisaillement direct ont montré que la surface de rupture des éprouvettes avec couche d'adhérence (AHH) ne passe généralement pas dans l'interface proprement dite mais plutôt à l'intérieur du coulis de ciment, quelques millimètres en retrait de l'interface. On peut donc en déduire que la rugosité de l'interface (de la couche d'adhérence) ne joue pas un rôle direct sur le critère de rupture de l'interface pour autant qu'elle soit supérieure à une valeur donnée. Les valeurs caractéristiques de la rugosité de la couche d'adhérence, soit  $R_a = 0.37$  mm et  $\Delta z = 2.11$  mm (Annexe A) peuvent donc être considérées comme des minima, à défaut de valeurs moins conservatrices. Le critère de rupture ne fait ainsi pas intervenir ces valeurs comme paramètres mais comme limites de validité. Si la rugosité est inférieure à ces valeurs, le critère de rupture proposé plus bas ne peut plus être adopté et de nouveaux essais devraient être réalisés.

Il a été observé durant les essais que lorsque la contrainte normale à l'interface est trop élevée, la rupture se produit entre l'acier et la couche d'adhérence par décollement de la couche d'adhérence. Ce décollement se produit pour une valeur de la contrainte de cisaillement qui varie entre 5.0 et 6.0 N/mm<sup>2</sup>. Une valeur moyenne de  $\tau_{\max} = 5.5$  N/mm<sup>2</sup> est donc retenue pour autant que la surface d'acier soit dégraissée, sablée (SA 2½) et sans peinture. Avec peinture, la résistance est probablement plus basse.

Le seul paramètre qui ait été examiné expérimentalement pour l'interface AH-H est la contrainte normale. Toutefois, il est clair que la qualité du coulis de ciment est un paramètre qui doit aussi jouer un rôle sur la résistance puisque la rupture s'y produit. A nouveau, et à défaut d'informations plus précises, il est opportun de considérer les caractéristiques du matériau non pas comme un paramètre mais comme une limite de validité du critère de rupture proposé.

La détermination du critère de rupture se fait à l'aide d'une évaluation statistique des résultats d'essai pour lesquels une rupture dans le coulis (et non dans l'interface acier - couche d'adhérence) a été observée. Les résultats des éprouvettes AH-H-2 et -4 sont donc exclus. Cette régression linéaire selon la méthode des moindres carrés permet d'obtenir une relation entre contrainte normale à l'interface et contrainte maximale de cisaillement. L'équation (4.34) exprime ce critère de rupture pour la rupture dans

le coulis, alors que l'équation (4.35) exprime le critère pour la rupture entre la couche d'adhérence et l'acier, qui est indépendant de la contrainte normale. Dans ces deux équations, les variables  $\tau$  et  $\sigma$  doivent être exprimées en  $\text{N/mm}^2$ . Une contrainte normale positive correspond à une contrainte de compression. La figure 4.16 illustre ces deux relations ainsi que les résultats expérimentaux. Comme déjà mentionné, ces critères ne sont valables que pour une rugosité et une résistance supérieures ou égales à celles considérées dans les essais, soit  $R_a \geq 0.37 \text{ mm}$  (Annexe A) et  $f_c \geq 80 \text{ N/mm}^2$ .

$$F_1 = \tau_{\max} - 2.84\sigma - 0.90 = 0 \quad (4.34)$$

$$F_2 = \tau_{\max} - 5.5 = 0 \quad (4.35)$$

Par comparaison avec la formulation du critère de rupture de l'équation (4.19), on déduit que  $c = 0.90 \text{ N/mm}^2$  et  $d = 2.84$ .

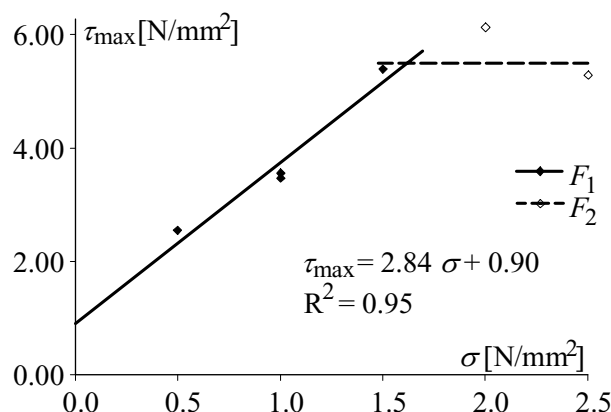


Figure 4.16 - Critères de rupture pour l'interface couche d'adhérence - coulis de ciment

#### 4.4.3 Interface béton rugueux - coulis de ciment

La résistance au cisaillement d'une interface constituée de deux béton différents a fait l'objet de nombreuses études, en particulier dans le domaine de la réfection et de la réparation d'ouvrages existant. Les références les plus intéressantes à ce sujet sont mentionnées au paragraphe 1.2.1. Toutefois, il n'existe à notre connaissance pas d'étude sur les interfaces béton - coulis de ciment. Or, le mécanisme connu sous le nom de *aggregate interlock* ne peut pas se développer avec un coulis de ciment, ce qui rend les résultats des études effectuées pour des interfaces béton - béton non applicables aux interfaces avec coulis de ciment.

L'étude de ces interfaces est très similaire à celle des interfaces couche d'adhérence - coulis de ciment. La seule différence notable est la rugosité, qui est plus importante dans le cas du béton rugueux que dans celui de la couche d'adhérence. La surface de rupture se situe entièrement dans le coulis de ciment, à quelques millimètres de l'interface.

Par conséquent, le critère de rupture est déterminé uniquement à l'aide des résultats des essais de cisaillement direct. Une régression linéaire selon la méthode des moindres carrés permet d'obtenir la relation (4.36) entre contrainte normale à l'interface et contrainte maximale de cisaillement. Dans cette équation, les variables  $\tau$  et  $\sigma$  doivent être exprimées en  $\text{N/mm}^2$ . Une contrainte normale positive correspond à une contrainte de compression. La figure 4.17 illustre cette relation ainsi que les résultats expérimentaux. Ces critères ne sont valables que pour une rugosité et une résistance supérieures ou égales à celles considérées dans les essais, soit  $R_a \geq 0.95 \text{ mm}$  (Annexe A) et  $f_c \geq 80 \text{ N/mm}^2$ .

$$F = \tau_{\max} - 2.28\sigma + 0.94 = 0 \quad (4.36)$$

Par comparaison avec la formulation du critère de rupture de l'équation (4.19), on déduit que  $c = 0.94 \text{ N/mm}^2$  et  $d = 2.28$ .

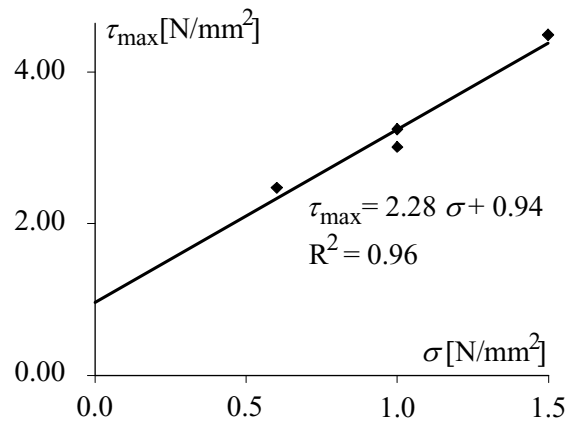


Figure 4.17 - Critère de rupture pour l'interface béton - coulis de ciment

#### 4.5 EFFET D'UN CONFINEMENT

Les relations développées dans les sections 4.2 à 4.4 peuvent être représentées graphiquement dans un diagramme à quatre cadrans dont les axes portent les variables  $s$ ,  $u$ ,  $\sigma$  et  $\tau$ . Un tel diagramme est illustré à la figure 4.18. La loi constitutive est représentée dans le premier cadran, le critère de rupture dans le deuxième et la loi cinématique dans le quatrième. Le troisième cadran permet de représenter la relation entre  $u$  et  $\sigma$ . Dans le cas des essais de cisaillement direct, la contrainte normale est constante et indépendante de l'écartement des interfaces qui peut se faire librement. Cette condition est représentée par une droite à  $\sigma = \text{constante}$ . A chaque valeur de la contrainte normale correspond une série de courbes et de droites représentant la loi constitutive, la loi cinématique et la condition aux limites.

Le chemin de charge est l'ensemble des courbes qui représentent l'évolution des variables durant le chargement de l'interface. Il est naturellement dépendant de la contrainte normale appliquée ou, de manière plus générale, des conditions aux limites. Les quatre points noirs sur la figure 4.18 représentent l'état de contrainte et de déformation en cours de chargement. En effet, dans le deuxième cadran, le point se situe en-dessous de la droite représentant le critère de rupture. De même, dans le premier cadran, le point se situe sur la branche ascendante de la loi constitutive. On observe également que la valeur  $\tau_{\max}$ , qui conditionne la loi constitutive, peut être déterminée graphiquement à l'aide de la valeur  $\sigma_1$  et du critère de rupture.

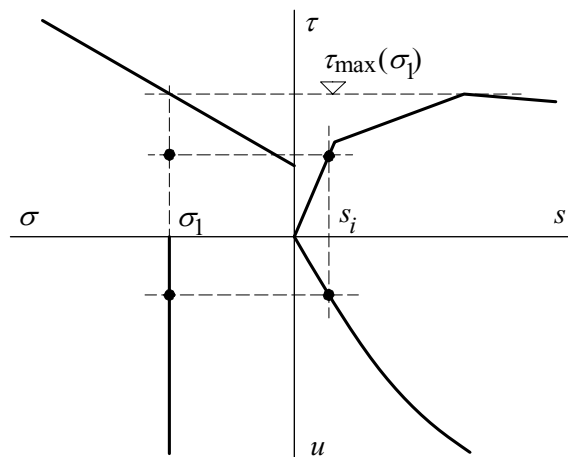


Figure 4.18 - Diagramme  $s$ - $u$ - $\sigma$ - $\tau$  et chemin de charge pour une contrainte  $\sigma_1$  constante

La figure 4.19 illustre le cas d'une condition aux limites quelconque, représentée par une contrainte  $\sigma_1$  et des ressorts agissant perpendiculairement à l'interface et modélisant un confinement de l'interface. Les ressorts peuvent être élastiques linéaires ou au contraire présenter une loi de comportement  $\sigma$ - $u$  quelconque. Ces appuis modélisent un confinement de l'interface. Le chemin de charge ne peut plus être calculé de manière directe. Il est au contraire nécessaire de procéder à un calcul incrémental qui, pour être exact, doit de plus être itératif. Ce calcul permet de déterminer les lois de comportement d'une interface soumise à un confinement quelconque. La méthode décrite ci-après est une adaptation aux interfaces cisailées de la méthode proposée par Tassios [Tassios 1987] et développée initialement pour les barres d'armature confinées dans le béton.

A partir d'un état de cisaillement donné, au fur et à mesure que le glissement augmente, l'écartement des interfaces augmente également. Puisque l'appui est élastique, cet écartement se produit avec une augmentation de la contrainte normale, qui a pour premier effet d'augmenter la résistance de l'interface (équations (4.33), (4.34) et (4.36)), mais également comme effets secondaires de modifier la loi constitutive et la loi cinématique puisque celles-ci dépendent de  $\sigma$  ou, ce qui revient au même, de  $\tau_{\max}$ .

Pour simplifier le raisonnement, considérons une condition aux limites élastique linéaire, comme illustré à la figure 4.19. La contrainte normale initiale, appliquée sous la forme d'une contrainte extérieure, vaut  $\sigma_1$ . Elle correspond à une contrainte de cisaillement et à un glissement nuls puisque le chargement n'a pas encore débuté. Ce point est représenté par le point «1». Si un glissement  $s_2 = s_1 + \Delta s$  est maintenant appliqué, la contrainte de cisaillement  $\tau_2$  associée peut être déterminée à l'aide de la loi constitutive, en utilisant la valeur de  $\tau_{\max}$  associée à  $\sigma_1$ . De même, l'écartement  $u_2$  peut être déterminé à l'aide de la loi cinématique, avec  $\sigma = \sigma_1$ . La condition aux limites «appui élastique linéaire» est représentée par une droite dans le diagramme  $\sigma$ - $u$ , dont la pente est égale à la constante du ressort, exprimée en N/mm<sup>3</sup>. La contrainte normale  $\sigma_2$  associée au déplacement  $s_2$  peut ainsi être déterminée, et le point «2» est entièrement défini. Si la contrainte  $\sigma_2$  est très différente de la valeur de  $\sigma_1$ , il est nécessaire de procéder à une itération pour améliorer la précision du résultat. Toutefois, si l'incrément de glissement  $\Delta s$  est suffisamment petit, cette itération n'est pas nécessaire. Un nouveau cycle de calcul peut débuter avec un glissement  $s_3 = s_2 + \Delta s$  et des lois constitutives et cinématiques calculées avec  $\sigma = \sigma_2$ . Les points ainsi calculés permettent de déterminer le chemin de charge associé à l'interface et à sa condition de confinement, représenté par un traitillé gras sur la figure 4.19. Ce processus itératif et incrémental peut être prolongé jusqu'à la rupture ( $\tau_i = \tau_{\max,i}$ ), et même au-delà si la loi constitutive est définie pour un glissement supérieur à celui créant la rupture. Dans le cas d'un confinement quelconque, il est donc nécessaire de connaître la valeur des variables lorsque  $s = s_i$  pour calculer les valeurs lorsque  $s = s_{i+1}$ . Cela implique qu'il est nécessaire de simuler tout le chemin de charge pour connaître la contrainte de rupture  $\tau_R$ .

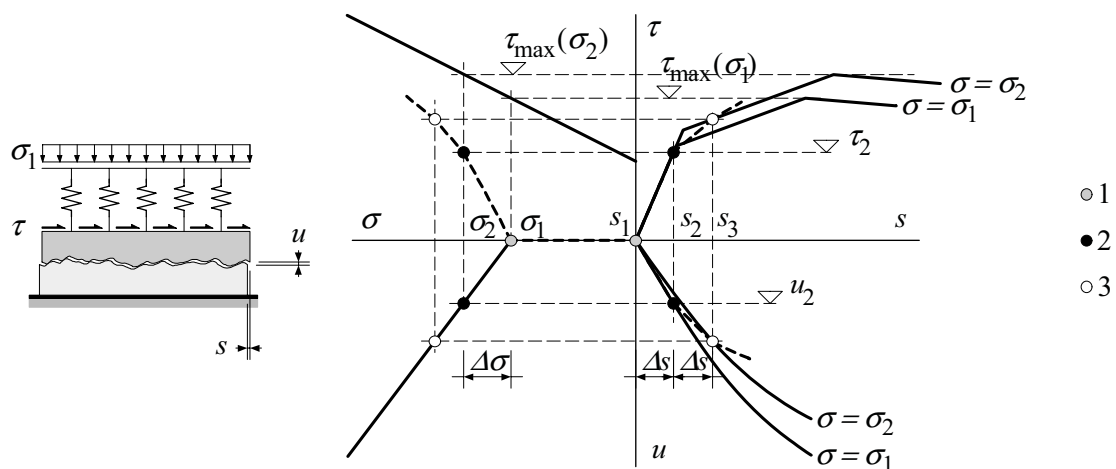


Figure 4.19 - Appui élastique et chemin de charge associé



Un phénomène particulier est illustré à la figure 4.20. Au moment de la rupture, si les conditions aux limites créent une augmentation de  $\sigma$  avec  $u$ , le comportement de l'interface est plus ductile qu'avec une contrainte normale constante puisque la valeur de  $\tau_{\max}$  continue d'augmenter après la rupture. Dans certains cas, le comportement peut même être durcissant, c'est-à-dire que la contrainte de cisaillement continue d'augmenter avec le glissement alors même que le point caractéristique de l'état de contrainte se trouve sur la branche descendante de la loi constitutive de l'interface, ce qui est indiqué sur la figure 4.20 par  $\Delta\tau > 0$ . Cet accroissement de  $\tau_{\max}$ , dû à l'écartement empêché de l'interface, et le décalage vers le haut de toute la loi constitutive qui en résulte, compense voire surcompense la diminution de résistance due au comportement adoucissant de l'interface. La pente post-rupture de la relation entre  $\tau$  et  $s$  d'une interface confinée dépend donc non seulement de la pente descendante de sa loi constitutive (figure 4.5), mais également du confinement, de la loi cinématique et du critère de rupture.

Relevons encore que dans le cas d'un comportement durcissant, la contrainte au moment de la rupture de l'interface  $\tau_R$  est inférieure à la contrainte  $\tau_{\max}$ , comme cela peut être observé sur la figure 4.20: le point anguleux ( $\tau_{\max}$ ) de la loi constitutive post-rupture possède une ordonnée plus grande que celle de la contrainte réelle ( $\tau_R$ ) symbolisée par un cercle noir.

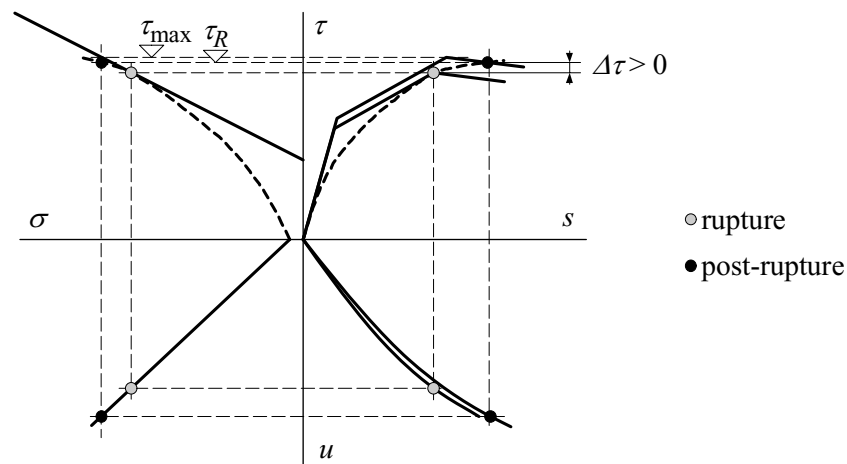


Figure 4.20 - Comportement durcissant

Sur la base de cette méthode de calcul du chemin de chargement, la résistance de n'importe quelle interface peut être calculée à condition de connaître les trois lois de comportement et les conditions aux limites. Ces lois et conditions peuvent prendre n'importe quelle forme, mais sont traitées plus efficacement de façon numérique si elles peuvent être exprimées par une formulation mathématique simple.

Il faut en outre prêter attention aux limites de validité des lois. Ainsi, si un confinement parfait est admis (appui infiniment rigide), il découle selon le modèle proposé que la résistance de l'interface tend vers l'infini car la contrainte normale tend elle aussi vers l'infini. Or, cette conclusion est aberrante, et peut facilement être démontée en constatant que les critères de rupture ne sont plus valables dans le cas d'une contrainte normale infinie. En effet, en cas de confinement parfait, une autre surface de rupture, plane et interne au coulis de ciment en cisaillement pur, se développerait et limiterait ainsi la résistance de l'interface à une valeur finie. La loi cinématique associée à cette autre surface de rupture est  $u = 0$ , ce qui correspond à un écartement nul.

## 4.6 CONCLUSIONS

Dans ce chapitre, le comportement statique et cinématique de différentes interfaces a été étudié et modélisé sur la base des résultats des essais de cisaillement direct. Les principaux résultats obtenus sont les suivants:

- Une loi constitutive trilinéaire a été proposée et calibrée à l'aide des résultats des essais de cisaillement direct. Une telle loi trilinéaire permet de représenter la relation entre le glissement et la contrainte de cisaillement dans l'interface par un premier segment modélisant le comportement élastique, un deuxième segment modélisant le comportement élasto-plastique et enfin un troisième segment modélisant le comportement post-rupture adoucissant de l'interface cisailée. Un modèle simple constitué d'un patin, de ressorts et d'un modèle adoucissant a été proposé pour représenter mécaniquement la loi constitutive.
- Une loi cinématique entre le glissement et l'écartement dans l'interface a été développée sur la base du comportement physique observé puis calibrée à l'aide des résultats d'essais. Cette loi tient en particulier compte de la résistance à l'érosion des deux surfaces en contact, de la résistance du coulis de ciment et de la contrainte normale appliquée. La forme exponentielle de cette loi met en évidence le comportement asymptotique de la relation.
- Un critère de rupture a été proposé pour les différentes interfaces. Pour l'interface tôle striée - coulis de ciment, ce critère a été développé à l'aide d'un modèle théorique de la résistance et prend en compte la géométrie complexe des tôles striées. Pour les autres interfaces, le critère est basé sur les résultats d'essais uniquement.
- Ces trois lois de comportement (loi constitutive, loi cinématique et critère de rupture) tiennent compte des paramètres physiques significatifs, dont en particulier la contrainte normale à l'interface. Les coefficients numériques ont été calibrés individuellement pour chaque type d'interface.
- Une méthode de calcul par incrément de glissement a été proposée pour déterminer le comportement d'une interface soumise à un chargement et à un confinement quelconques. Cette méthode permet de construire le chemin de charge dans un diagramme représentant les valeurs du glissement  $s$ , de l'écartement  $u$ , de la contrainte normale  $\sigma$  et de la contrainte de cisaillement  $\tau$  en fonction des lois de comportement de l'interface considérée.
- Un comportement post-rupture particulier, appelé comportement durcissant, a été mis en évidence et expliqué. Ce comportement se produit dans certains cas d'interfaces confinées. Il est caractérisé par une augmentation de la résistance au cisaillement après avoir atteint la valeur  $\tau_{\max}$  dans l'interface.

Les lois de comportement ainsi que la méthode de calcul incrémentale permettant de tenir compte de conditions aux limites quelconques vont servir de base au développement d'un modèle mécanique permettant de reproduire le comportement des connexions par adhérence. Ce modèle est présenté dans le chapitre 5.

## 5 MODÉLISATION DE LA CONNEXION

### 5.1 INTRODUCTION

Dans le chapitre 4, le comportement cinématique et statique des interfaces cisailées a été étudié et des modèles simples ont été développés pour décrire ce comportement, aboutissant à la proposition de lois de comportement pour les interfaces. Le présent chapitre présente la modélisation des connexions par adhérence, basée sur ces lois de comportement ainsi que sur la méthode de calcul incrémental présentée à la section 4.5. Les résultats présentés dans ce chapitre réalisent deux objectifs de ce travail: comprendre le comportement des connexions par adhérence et développer un modèle de calcul pour ces connexions. De plus, ces résultats sont nécessaires à l'étude du comportement des poutres mixtes avec connexion par adhérence développé au chapitre 6.

Les buts de ce chapitre sont les suivants:

- Comprendre le comportement des connexions par adhérence.
- Développer un modèle de calcul (modèle mécanique) qui permette de déterminer la relation entre le glissement  $s$  et l'effort rasant  $v$  en fonction des paramètres significatifs que sont les types d'interfaces utilisées dans la connexion, la géométrie de la connexion et les charges agissant sur la connexion.
- Proposer une méthode simplifiée pour déterminer la résistance des connexions par adhérence.

Le modèle de calcul proposé est dit *mécanique* puisqu'il est basé sur le comportement cinématique réel des connexions par adhérence, tel qu'observé dans les essais *push-out*. La validation du modèle mécanique a été effectuée à l'aide des résultats des essais *push-out*.

Ce chapitre est structuré comme suit: la section 5.2 présente le comportement mécanique des connexions par adhérence. La section 5.3 décrit le modèle développé, sa validation et l'étude de sensibilité. La section 5.4 présente l'étude paramétrique ainsi que ses résultats. La section 5.5 exploite les résultats de l'étude paramétrique par le développement d'une méthode simplifiée qui permet de déterminer la résistance d'une connexion par adhérence. Enfin, quelques remarques ainsi que les conclusions de ce chapitre sont présentées dans la section 5.6.

### 5.2 COMPORTEMENT DES CONNEXIONS PAR ADHÉRENCE

Les résistances des connexions par adhérence mesurées lors des essais *push-out* sont de l'ordre de 2500 à 3000 kN/m pour les connexions de type PRH 100 (tableau 3.4). Cette résistance correspond à une contrainte moyenne d'environ  $4.5 \text{ N/mm}^2$  puisque la surface de cette connexion vaut  $600 \text{ mm}^2/\text{mm}$ . Or, comme cela a été observé sur la figure 3.9, la résistance des interfaces vaut au maximum  $1 \text{ N/mm}^2$  en présence d'un coulis de ciment à haute résistance et en l'absence de contrainte normale à l'interface. Il existe donc des effets de confinement qui engendrent des contraintes normales aux interfaces et qui permettent d'atteindre les résistances mesurées lors des essais *push-out*. Pour expliquer ces effets, il est nécessaire de s'intéresser au comportement mécanique détaillé de la connexion.

La figure 5.1 illustre le comportement mécanique d'une connexion par adhérence. Lorsqu'un glissement  $s$  se produit entre l'acier et la dalle en béton, il se répartit entre les différentes interfaces au prorata des rigidités en un glissement  $s_1$  entre la poutre métallique et le coulis de ciment et un glissement  $s_2$  entre le coulis de ciment et la dalle (figure 5.1 a)). Sous l'effet de ce glissement, les deux matériaux en contact à chaque interface ont tendance à s'écarter, comme cela a été décrit à la section 4.3 et observé lors des essais de cisaillement direct. Les écartements ainsi produits sont notés  $u_1$  et  $u_3$  dans la direction perpendiculaire à la tôle striée et  $u_2$  et  $u_4$  dans la direction perpendiculaire à l'aile.

Si l'on considère maintenant uniquement l'**écartement  $u_1$**  entre la tôle striée et le coulis d'injection (figure 5.1 b)), on constate que cet écartement est partiellement empêché par l'effet conjugué de la couche d'adhérence sur l'aile de la poutre et de la dalle en béton (armature). Ce confinement impose:

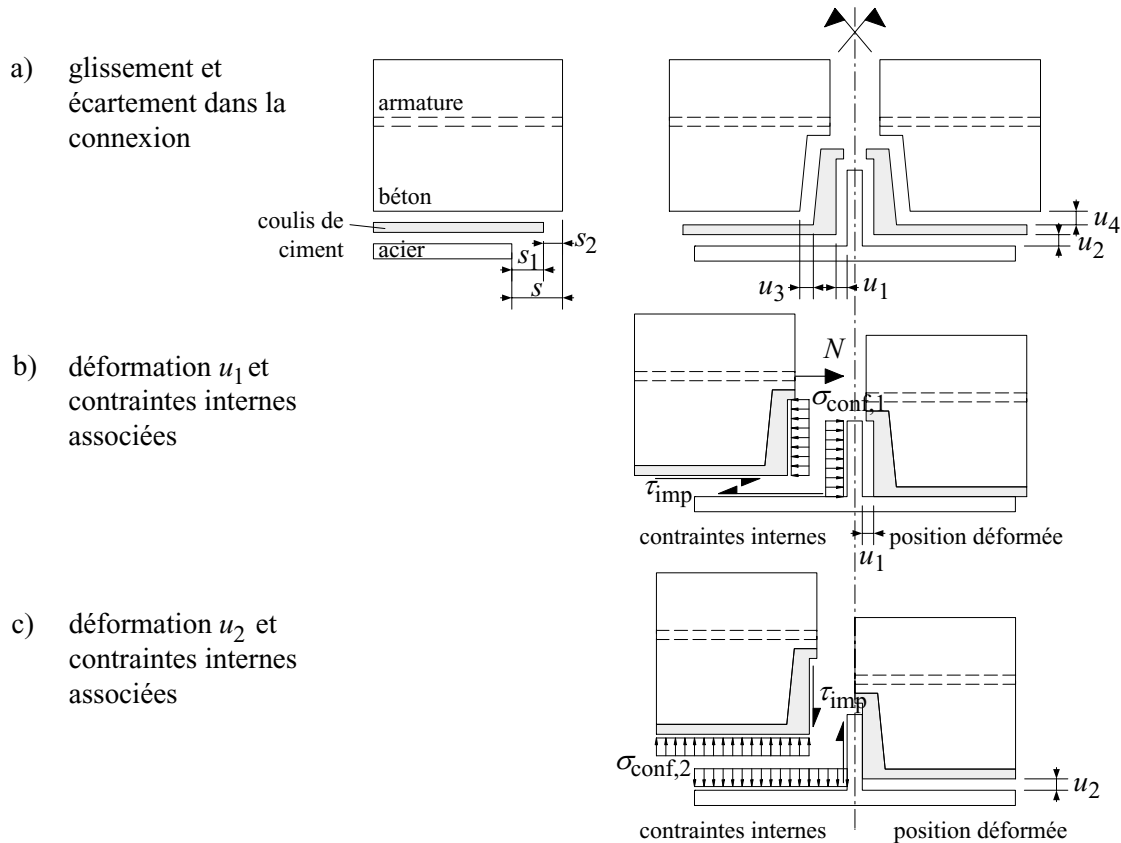
- des contraintes de cisaillement  $\tau_{\text{imp}}$  dans les interfaces entre la couche d'adhérence et le béton,
- des efforts de traction et de flexion dans la dalle, symbolisés par la force  $N$  dans l'armature.

Par équilibre, les contraintes de cisaillement  $\tau_{imp}$  dans les interfaces et la force  $N$  dans l'armature induisent des contraintes de compression  $\sigma_{conf,1}$  agissant perpendiculairement au connecteur. En exprimant séparément la part due au confinement de l'interface et la part due au confinement de la dalle en béton, cette contrainte  $\sigma_{conf,1}$  peut s'écrire:

$$\sigma_{conf,1} = \sigma_{imp,1} + \sigma_{dalle,1} \quad (5.1)$$

De manière similaire et comme illustré à la figure 5.1 c), l'interface tôle striée - coulis de ciment produit un effet de retenue contre l'écartement  $u_2$  entre la couche d'adhérence et le coulis de ciment. Des contraintes de cisaillement  $\tau_{imp}$  sont ainsi créées dans l'interface tôle striée - coulis de ciment. Ces contraintes induisent des contraintes de compression  $\sigma_{conf,2}$  agissant perpendiculairement à l'aile de la poutre. Il est important de noter que dans le cas d'un écartement  $u_2$ , et contrairement au cas de l'écartement  $u_1$ , il n'existe aucun effet de confinement dû à la dalle en béton. La contrainte  $\sigma_{conf,2}$  peut donc s'écrire:

$$\sigma_{conf,2} = \sigma_{imp,2} \quad (5.2)$$



**Figure 5.1** - Comportement mécanique de la connexion, a) déformations, b) effets de  $u_1$ , c) effets de  $u_2$

Les mêmes considérations peuvent être faites avec les écartements  $u_3$  et  $u_4$ , qui créent des contraintes de cisaillement imposées  $\tau_{imp}$  ainsi que, dans le cas de l'écartement  $u_3$ , une force  $N$  dans l'armature. De manière similaire au phénomène décrit pour les écartements  $u_1$  et  $u_2$ , les écartements  $u_3$  et  $u_4$  produisent des contraintes normales  $\sigma_{conf}$  équilibrant les contraintes  $\tau_{imp}$  et, dans le cas d'un écartement  $u_3$ , équilibrant la force  $N$  dans la dalle.

D'une manière générale, les interfaces sont donc comprimées par des contraintes  $\sigma_{conf}$ , cisailées longitudinalement sous l'effet du glissement  $s$  et cisailées transversalement sous l'effet des écartements  $u_i$ . Les contraintes  $\sigma_{conf}$  augmentent considérablement la résistance au cisaillement des interfaces et confèrent sa résistance à la connexion.

## 5.3 MODÈLE MÉCANIQUE

### 5.3.1 Définitions et principe de modélisation

Le terme *partie de connexion* désigne les deux principales zones de la connexion observée dans une coupe transversale à l'axe de la poutre, comme illustré à la figure 5.2 a). On distingue donc la partie «aile» et la partie «connecteur». Le terme *interfaces conjuguées* désigne les deux interfaces situées dans la même partie de connexion, comme illustré à la figure 5.2 b).

Les interfaces sont numérotées de la façon suivante, comme illustré à la figure 5.2 b):

- interface 1: interface acier - coulis de ciment sur le connecteur,
- interface 2: interface acier - coulis de ciment sur l'aile,
- interface 3: interface béton - coulis de ciment sur le connecteur,
- interface 4: interface béton - coulis de ciment sur l'aile.

Les interfaces 1 et 3 sont donc des interfaces conjuguées, de même que les interfaces 2 et 4. Les interfaces 1 et 3 constituent la partie de connexion «connecteur» alors que les interfaces 2 et 4 constituent la partie de connexion «aile».

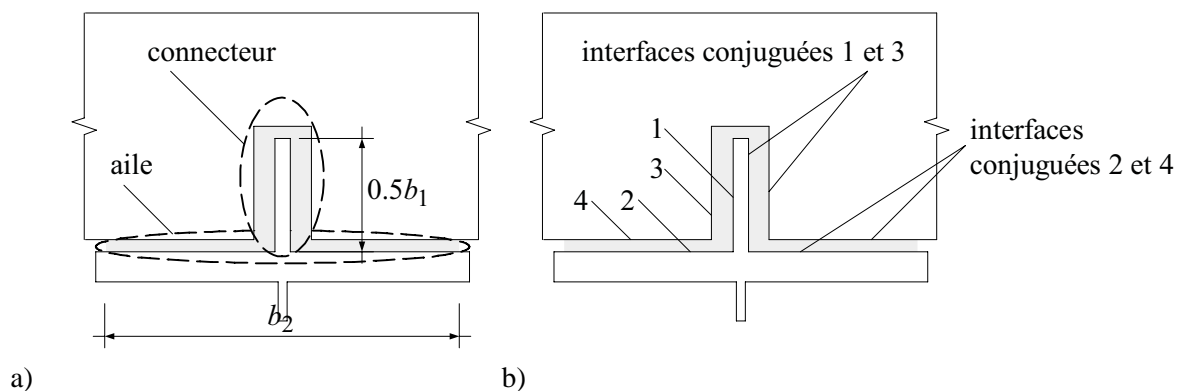


Figure 5.2 - Définition, a) parties de connexion, b) interfaces conjuguées

Pour modéliser le mécanisme de résistance de la connexion décrit à la section 5.2, il est nécessaire de prendre en compte:

- la rigidité sécante  $k_{\text{sec}}$  de chaque interface en fonction du glissement  $s$  (loi constitutive, sect. 4.2),
- la relation entre le glissement  $s$  et l'écartement  $u$  aux interfaces (loi cinématique, sect. 4.3),
- la relation entre la contrainte maximale de cisaillement  $\tau_{\text{max}}$  et la contrainte normale à l'interface  $\sigma$  (critère de rupture, sect. 4.4),
- les effets de confinement dus à la géométrie particulière de la connexion et à la présence des autres interfaces (conditions aux limites, sect. 4.5, et interactions entre les interfaces, figure 5.1).

Ces différentes relations et effets permettent de calculer, pour chaque valeur du glissement  $s$ , les contraintes de cisaillement sur chaque interface selon les étapes décrites plus loin. L'intégration de ces contraintes sur la surface de la connexion permet enfin de calculer la valeur de l'effort rasant  $v$  associé au glissement  $s$ .

### 5.3.2 Hypothèses

Certaines hypothèses sont posées pour établir le modèle. Elles sont expliquées et discutées ci-dessous.

1. *Quatre surfaces de rupture sont considérées*, comme illustré à la figure 5.3. Toutes passent par les interfaces 1 à 4. Par conséquent, le modèle ne peut pas représenter une rupture interne au coulis de ciment ou au béton. C'est une des limitations principales du modèle. Toutefois, les essais *push-out* ont montré que la rupture se produit essentiellement dans ces interfaces (§ 3.3.2). Les ruptures dans le béton n'ont été observées que rarement et ce sur 30 % de la longueur de l'éprouvette au

maximum. Ce mode de rupture n'est donc pas déterminant pour autant que des dispositions constructives adéquates soient prises dans ce sens et que le coulis de ciment soit plus résistant que les interfaces. Ces questions sont discutées plus en détail dans le chapitre 7.

2. La rigidité de la dalle  $k_{\text{dalle}}$ , définie par le rapport  $\sigma/u$  (figure 5.4 a)), est constante durant tout le chargement, comme illustré en gras à la figure 5.4 b) et correspond à la rigidité de la dalle fissurée. Le comportement réel est représenté par un trait fin. Lors du premier chargement, la dalle est non fissurée, donc beaucoup plus rigide, jusqu'à  $\sigma = \sigma_{\text{fiss}}$ , soit au moment où la résistance à la traction du béton est atteinte. A partir de cette valeur, ainsi que lors des chargements - déchargements ultérieurs, le comportement réel est très proche du comportement modélisé. Cette hypothèse est discutée plus en détail au paragraphe 5.3.4. Le calcul de la valeur de  $k_{\text{dalle}}$  est également présenté dans ce paragraphe.
3. Les contraintes de cisaillement sont admises uniformément réparties sur la largeur d'une interface. Le modèle utilise des valeurs de contraintes moyennes par interface et non une intégration réelle sur la largeur de chaque interface. Les conséquences de cette hypothèse semblent limitées au vu des bons résultats obtenus avec le modèle.
4. L'effort rasant dans les deux interfaces conjuguées d'une même partie de connexion est identique. Cela signifie qu'il n'y a pas d'effort rasant qui est transféré par le coulis de ciment d'une partie à l'autre de la connexion.

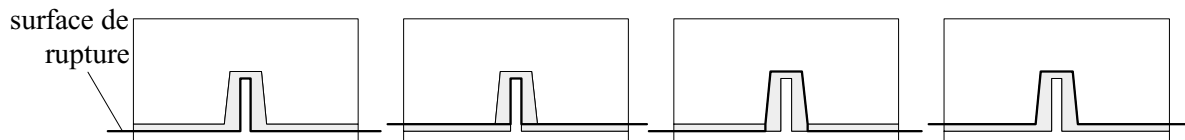


Figure 5.3 - Surfaces de rupture considérées

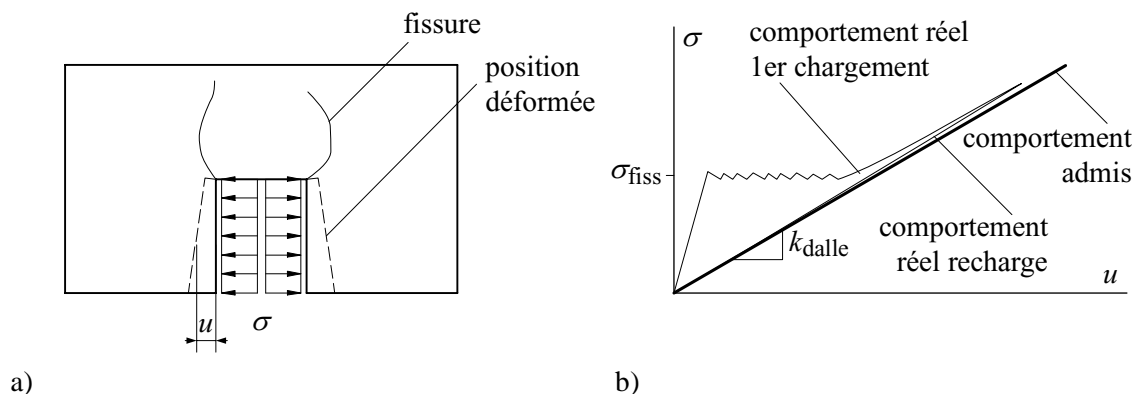


Figure 5.4 - Fissuration et rigidité de la dalle, a) charge, déformation et fissures, b) relation entre  $\sigma$  et  $u$

5. Les contraintes extérieures  $\sigma_{\text{ext},i}$  appliquées sur la connexion sont uniformément réparties sur la largeur  $b_i$  de l'interface considérée.

De plus, plusieurs hypothèses sur la cinématique de déformation de la connexion lors du chargement sont émises:

6. Le glissement  $s$  est identique dans les deux parties de la connexion, ce qui signifie que la dalle et la section d'acier ne gauchissent pas autour du connecteur.
7. Le glissement  $s$  dans la connexion est réparti au prorata des rigidités des deux interfaces conjuguées, soit des interfaces 1 et 3 d'une part et des interfaces 2 et 4 d'autre part. Cette hypothèse est exprimée par la relation (5.5).
8. L'écartement  $u$  est supposé constant sur la largeur de chaque interface. Cela signifie que la dalle ne subit aucune rotation, comme illustré à la figure 5.5. Cette hypothèse ne représente pas le comportement réel mais ses conséquences sur le résultat sont faibles. En effet, les déplacements

réels de la dalle sont assimilables à ceux de deux corps rigides subissant des translations et une rotation. Les déplacements réels moyens  $u_{i,\text{moy}}$  le long d'une interface sont donc identiques aux déplacements  $u_i$  admis dans le modèle. La contrainte moyenne  $\sigma_{i,\text{moy}}$  le long d'une interface est également identique à la contrainte  $\sigma_i$  calculée dans le modèle avec la valeur de l'écartement  $u_i$ .

9. *Le coulis de ciment est admis absolument indéformable.* Cette simplification est correcte puisqu'à la rupture des éprouvettes *push-out*, la déformation élastique du coulis de ciment est environ 50 fois plus faible que le glissement total entre le béton et l'acier. La déformation du coulis de ciment est donc négligeable par rapport aux glissements dans les interfaces.

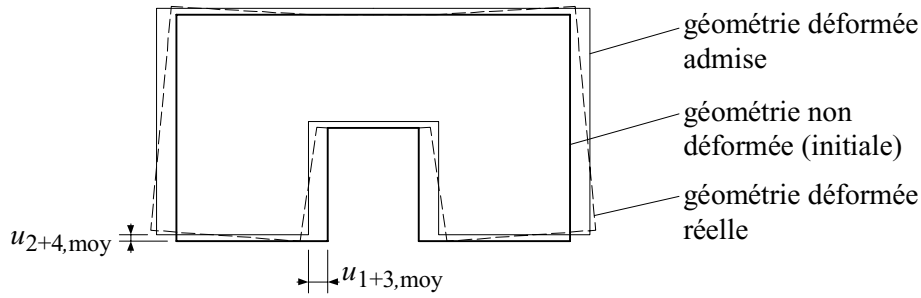


Figure 5.5 - Déformations admises et réelles de la dalle en béton

### 5.3.3 Description du modèle

#### Lois constitutives

Les lois constitutives utilisées dans le modèle sont celles décrites à la section 4.2. Leur combinaison est illustrée graphiquement à la figure 5.6. Les interfaces conjuguées sont disposées en série, alors que les deux parties de connexion sont disposées en parallèle. Ceci est justifié par les hypothèses 1, 4, 6 et 9 présentées au paragraphe 5.3.2 : l'effort rasant est identique dans les deux interfaces conjuguées d'une partie de connexion, le glissement  $s$  est identique dans les deux parties de connexion.

Chaque sous-modèle représente une interface qui est modélisée comme décrit dans la section 4.2 ainsi qu'à la figure 4.5. Les rigidités caractéristiques des lois constitutives sont multipliées par la largeur  $b_i$  de l'interface considérée pour obtenir une relation entre le glissement  $s$  et l'effort rasant  $v$  au lieu d'une relation entre le glissement  $s$  et la contrainte de cisaillement  $\tau$  (hypothèse 3, § 5.3.2). La rigidité sécante  $(bk)_{\text{sec},i}$  de chaque interface  $i$  peut ainsi être écrite comme :

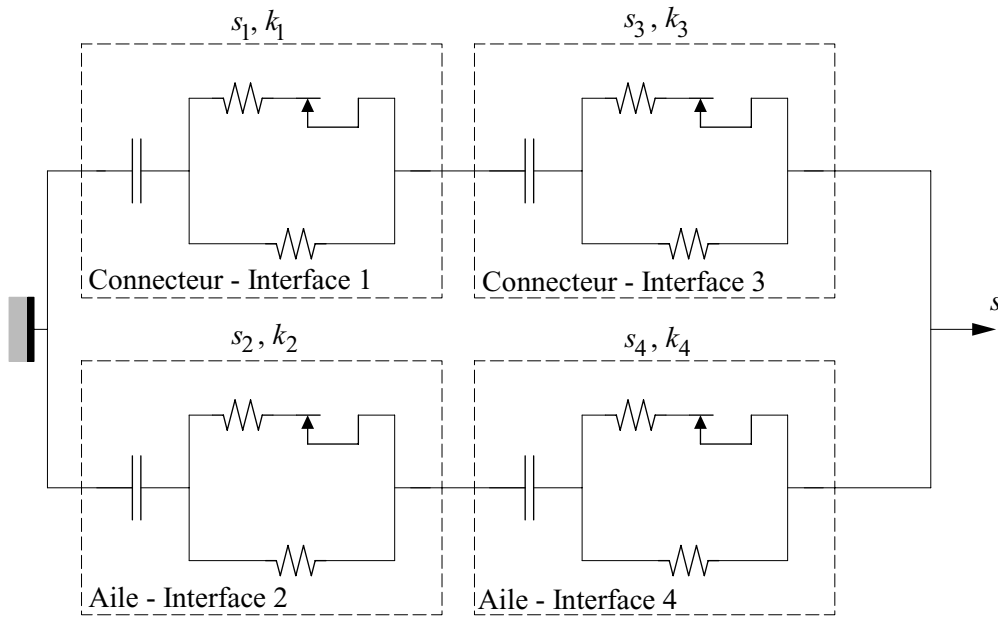
$$(bk)_{\text{sec},i} = b_i k_{\text{sec},i} \quad (5.3)$$

$k_{\text{sec},i}$  : rigidité sécante d'une interface  $i$ , calculée selon les équations (4.2) et (4.3)

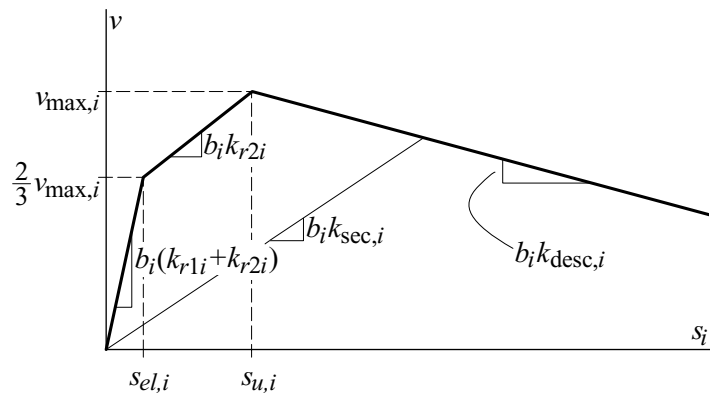
Pour alléger l'écriture,  $k_{\text{sec},i}$  est abrégé dès maintenant  $k_i$ . La figure 5.7 illustre la loi constitutive d'une interface avec ses valeurs caractéristiques  $(k_i, s_{el,i}, s_{u,i}, v_{\text{max},i})$ . Ces valeurs ne sont pas des constantes, mais des variables dépendant du glissement dans l'interface considérée. Les rigidités  $k_{r1i}$ ,  $k_{r2i}$  et  $k_{\text{desc},i}$  pour chaque interface  $i$  sont en revanche des constantes définies au début du calcul pour chaque interface. La rigidité  $k_{\text{desc},i}$  est définie comme suit (figure 4.5, figure 5.7):

$$k_{\text{desc},i} = \left( \left( \frac{s_{\text{max}}}{\tau_{\text{max}}} \right)_i - \frac{1}{k_{r1i} + k_{r2i}} \right)^{-1} \quad (5.4)$$

Cette rigidité représente la pente de la branche post-rupture de la loi cinématique. Dans cette relation, le terme  $s_{\text{max}}/\tau_{\text{max}}$  correspond à l'endommagement de l'interface (comportement adoucissant), alors que le terme faisant intervenir les rigidités élastiques représente la décharge élastique due à la baisse de la contrainte de cisaillement dans l'interface avec l'augmentation du glissement.



**Figure 5.6 - Représentation graphique du modèle mécanique**



**Figure 5.7 - Loi constitutive d'une interface**

Les relations (5.5) permettent de calculer le glissement  $s_i$  en fonction de la rigidité  $k_i$  de chaque interface. La disposition en série et en parallèle des interfaces illustrée à la figure 5.6 justifie ces relations, qui peuvent également être déduites de l'hypothèse 7 (§ 5.3.2).

$$\begin{aligned}
 s_1 &= s \cdot \frac{b_3 k_3}{b_1 k_1 + b_3 k_3} & s_3 &= s \cdot \frac{b_1 k_1}{b_1 k_1 + b_3 k_3} \\
 s_2 &= s \cdot \frac{b_4 k_4}{b_2 k_2 + b_4 k_4} & s_4 &= s \cdot \frac{b_2 k_2}{b_2 k_2 + b_4 k_4}
 \end{aligned} \tag{5.5}$$

La rigidité  $(bk)_{\text{equ}}$  d'un système à un ressort (non linéaire) équivalent au système illustré à la figure 5.6 peut s'exprimer à l'aide de l'équation (5.6). Cette relation est basée sur l'égalité des forces dans les interfaces conjuguées et l'égalité des glissements dans les deux parties de la connexion.

$$(bk)_{\text{equ}} = \frac{b_1 b_3 k_1 k_3}{b_1 k_1 + b_3 k_3} + \frac{b_2 b_4 k_2 k_4}{b_2 k_2 + b_4 k_4} \tag{5.6}$$



Par la suite, l'hypothèse simplificatrice suivante concernant les largeurs des interfaces conjuguées est admise:

$$b_1 = b_3 \text{ et } b_2 = b_4 \quad (5.7)$$

Cette hypothèse permet notamment d'alléger l'écriture et est parfaitement justifiée si l'épaisseur du coulis de ciment est faible par rapport à la largeur des interfaces  $b_i$ . Avec les largeurs  $b_i$  et les rigidités  $k_i$  caractéristiques des connexions par adhérence (figure 3.15, tableau 5.2), l'erreur sur la rigidité  $(bk)_{\text{equ}}$  due à cette hypothèse simplificatrice reste inférieure à 5 %. La relation (5.6) peut alors s'écrire:

$$(bk)_{\text{equ}} = b_1 \frac{k_1 k_3}{k_1 + k_3} + b_2 \frac{k_2 k_4}{k_2 + k_4} \quad (5.8)$$

### Lois cinématiques

Les lois cinématiques sont présentées à la section 4.3 et décrites par les relations (4.6) et (4.7). Les paramètres  $u_{\text{max},0}$ ,  $r$  et  $s_\alpha$  sont des constantes définies dans le tableau 4.2. La valeur de  $u_{\text{max}}$  est en revanche calculée à chaque pas de calcul en fonction de la contrainte normale à l'interface  $\sigma$  à l'aide de la relation (4.6), et cela pour chaque interface.

### Critères de rupture

Les critères de rupture sont présentés à la section 4.4. Les paramètres  $c$ ,  $d$  et  $e$  sont des constantes dont les valeurs sont définies par la formulation suivante du critère de rupture:

$$\tau_{\text{max}} = c + d\sigma \leq e \quad (5.9)$$

$e$  : valeur limite de la contraintes  $\tau_{\text{max}}$  dans le cas du décollement de la couche d'adhérence, cette valeur correspond au critère de rupture  $F_2$  (équation (4.35)):  $e_2 = 5.5 \text{ N/mm}^2$

Les valeurs de  $c_i$  et  $d_i$  se trouvent dans le tableau 4.3 pour l'interface tôle striée - coulis de ciment. Elles peuvent être déduites des équations (4.34) à (4.36) pour les interfaces couche d'adhérence - coulis de ciment et béton - coulis de ciment. Ces valeurs sont résumées dans le tableau 5.2.

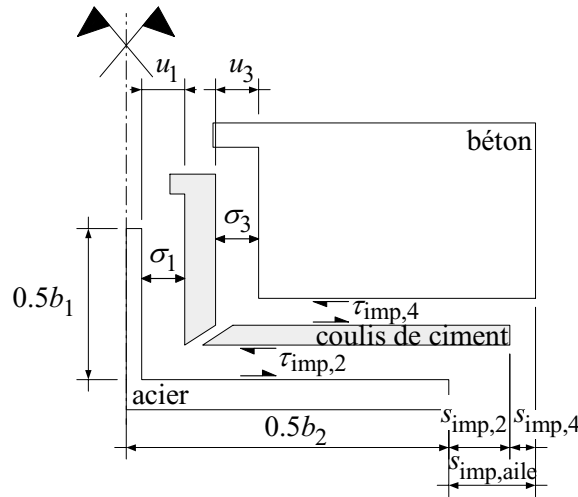
### Conditions aux limites et confinement

Les conditions aux limites et de confinement produisent des contraintes normales sur les interfaces. Ces contraintes sont les suivantes:

- Contraintes extérieures  $\sigma_{\text{ext}}$ : il s'agit des contraintes agissant sur la connexion dues au poids propre des éléments porteurs et non porteurs ainsi qu'à une éventuelle précontrainte transversale. La détermination de ces contraintes est discutée à la section 7.4.
- Contraintes de confinement  $\sigma_{\text{conf}}$ : il s'agit d'une part de la contrainte  $\sigma_{\text{dalle}}$  due au confinement produit par la dalle en béton sur la partie «connecteur» et d'autre part à la contrainte  $\sigma_{\text{imp}}$  due au confinement des deux parties de la connexion agissant mutuellement l'une sur l'autre, comme illustré à la figure 5.1 et décrit par les relations (5.1) et (5.2).

La figure 5.8 illustre les effets du déplacement  $u_1 + u_3$ . Selon la figure 5.1, les effets du déplacement  $u_2 + u_4$  peuvent être représentés de façon similaire. Ces effets sont décrits ci-dessous dans le cas général des écartements  $u_i$  de deux interfaces conjuguées.

Les écartements  $u_i$  de deux interfaces conjuguées imposent un déplacement rigide à la dalle, ce qui a pour effet de créer un glissement imposé  $s_{\text{imp},i}$  perpendiculaire à l'axe de la poutre sur l'autre partie de la connexion. Ces glissements imposés se répartissent au prorata de l'inverse des rigidités sécantes entre les deux interfaces conjuguées (équation (5.10)). Le glissement imposé  $s_{\text{imp},i}$  dans chaque interface crée une contrainte tangentielle imposée  $\tau_{\text{imp},i}$  calculée selon la relation (5.11). On remarque que, en considérant la relation (5.7),  $\tau_{\text{imp},1} = \tau_{\text{imp},3}$  et  $\tau_{\text{imp},2} = \tau_{\text{imp},4}$ , comme cela doit être par équilibre.



**Figure 5.8 - Effets du déplacement  $u_1 + u_3$**

$$\begin{aligned}
 s_{\text{imp,conn}} &= u_2 + u_4 & s_{\text{imp,aile}} &= u_1 + u_3 \\
 s_{\text{imp},1} &= s_{\text{imp,conn}} \cdot \frac{k_3}{k_1 + k_3} & s_{\text{imp},2} &= s_{\text{imp,aile}} \cdot \frac{k_4}{k_2 + k_4} \\
 s_{\text{imp},3} &= s_{\text{imp,conn}} \cdot \frac{k_1}{k_1 + k_3} & s_{\text{imp},4} &= s_{\text{imp,aile}} \cdot \frac{k_2}{k_2 + k_4}
 \end{aligned} \tag{5.10}$$

$$\tau_{\text{imp},i} = s_{\text{imp},i} k_i \tag{5.11}$$

Une conséquence importante des glissements imposés  $s_{\text{imp},i}$  est que le glissement total  $s_{\text{tot},i}$  dans une interface est supérieur au glissement  $s_i$  dans la direction de l'effort rasant. Le glissement  $s_{\text{tot},i}$  se calcule par addition vectorielle:

$$s_{\text{tot},i} = \sqrt{s_i^2 + s_{\text{imp},i}^2} \tag{5.12}$$

Par équilibre encore et comme présenté à la figure 5.8, les contraintes de cisaillement imposées  $\tau_{\text{imp},i}$  créent des contraintes normales de compression  $\sigma_{\text{imp},i}$  sur les interfaces de l'autre partie de la connexion.

A ces contraintes viennent s'ajouter:

- sur la partie «connecteur»: les contraintes  $\sigma_{\text{dalle}}$  dues au confinement de la dalle qui sont proportionnelles à la somme des écartements des interfaces 1 et 3 ainsi qu'à la rigidité de la dalle  $k_{\text{dalle}}$ ,
- sur les deux parties de la connexion: les éventuelles contraintes extérieures  $\sigma_{\text{ext},1} = \sigma_{\text{ext},3}$  agissant sur le connecteur et  $\sigma_{\text{ext},2} = \sigma_{\text{ext},4}$  agissant sur l'aile.

La contrainte normale totale sur chaque interface s'exprime ainsi à l'aide des relations (5.13). Conformément à l'hypothèse 5 (§ 5.3.2), les contraintes  $\sigma_{\text{ext},i}$  sont admises uniformément réparties sur les largeurs  $b_i$ , ce qui permet d'assurer que  $\sigma_i = \text{cst}$  sur les largeurs  $b_i$  et donc que  $\tau_i = \text{cst}$  sur les largeurs  $b_i$  (hypothèse 3).

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 = \sigma_3 &= \sigma_{\text{imp},1} + \sigma_{\text{dalle}} + \sigma_{\text{ext},1} = \tau_{\text{imp},2} \cdot \frac{b_2}{b_1} + k_{\text{dalle}}(u_1 + u_3) + \sigma_{\text{ext},1} \\
 \sigma_2 = \sigma_4 &= \sigma_{\text{imp},2} + \sigma_{\text{ext},2} = \tau_{\text{imp},1} \cdot \frac{b_1}{b_2} + \sigma_{\text{ext},2}
 \end{aligned} \tag{5.13}$$

### Étapes de calcul

Le tableau 5.1 décrit les différentes étapes de calcul du modèle mécanique. Ce modèle calcule la relation entre le glissement dans la connexion et l'effort rasant de manière incrémentale. Chaque incrément de glissement (ou *pas* de glissement) est constitué d'une boucle complète des étapes de calcul E1 à E4, ce qui permet d'obtenir un point de la courbe effort rasant - glissement. Les étapes E1 à E4 correspondent aux calculs suivants:

- E1: les grandeurs cinématiques sont calculées, soit le glissement et l'écartement à chaque interface.
- E2: les grandeurs statiques associées sont calculées, soit les contraintes de cisaillement et de compression.
- E3: les rigidités sécantes de chaque interface sont calculées ainsi que la rigidité globale équivalente de la connexion.
- E4: l'effort rasant associé au glissement  $s$  est déterminé.

Le glissement est alors incrémenté et un pas de calcul recommence, à moins que le glissement ne dépasse une valeur limite admise par convention  $s_{\text{fin}}$ , auquel cas le calcul s'arrête.

La valeur de  $s_{\text{fin}}$  est choisie en fonction des limites de validité des lois cinématiques. En effet, la pente constante de la partie post-rupture ne représente le comportement réel que pour quelques millimètres de glissement, après quoi la pente réelle diminue et tend vers l'horizontale (comportement asymptotique tendant vers  $\tau = \tau_f$ , figure 4.12 a)). La valeur limite du glissement a été fixée à  $s_{\text{fin}} = 5$  mm pour les connexions où la surface de rupture ne se produit que dans l'interface acier - coulis de ciment et à  $s_{\text{fin}} = 2$  mm pour les autres connexions, conformément aux remarques exprimées dans le paragraphe 4.2.2.

Dans le tableau 5.1, l'indice  $j$  se réfère au pas de calcul. Il est omis à chaque fois que la relation est univoque et qu'il n'est dès lors pas nécessaire de spécifier de quel pas de calcul il s'agit. L'indice  $i$  se réfère à la numérotation des interfaces ( $i = 1 \dots 4$ , figure 5.2).

### 5.3.4 Détermination des valeurs des paramètres

Les paramètres du modèle mécanique peuvent être classés en deux catégories:

- Les paramètres internes au modèle: il s'agit du pas d'incrémentation du glissement ainsi que des paramètres des lois de comportement des interfaces. L'effet d'une variation de ces paramètres sera étudié dans l'étude de sensibilité (§ 5.3.6).
- Les paramètres externes au modèle: il s'agit de la géométrie de la connexion, c'est-à-dire des largeurs des interfaces, des contraintes extérieures agissant sur les interfaces ainsi que de la rigidité de la dalle en béton. L'effet d'une variation de ces paramètres sera étudié dans l'étude paramétrique (sect. 5.4).

Rappelons que la résistance du coulis de ciment intervient comme paramètre dans la loi cinématique (équations (4.6) et (4.7)) et dans le critère de rupture de l'interface tôle striée - coulis de ciment (équation (4.18)). Une augmentation de la résistance du coulis  $f_c$  entraîne:

- Loi cinématique: une augmentation de la résistance de la connexion car  $u_{\text{max}}$  augmente avec  $f_c$  et l'effet de confinement est d'autant plus marqué que  $u_{\text{max}}$  est grand.
- Critère de rupture: une augmentation de la résistance des interfaces tôle striée - coulis de ciment (équation (4.33)).

Une augmentation de  $f_c$  a donc un effet favorable sur la résistance  $v_R$  de la connexion. Par ailleurs, on fait l'hypothèse (hypothèse 1, § 5.3.2) que le coulis est plus résistant que les interfaces et donc que sa résistance n'influence pas la position de la surface de rupture. Pour satisfaire cette hypothèse et conformément aux résultats des essais *push-out* (sect. 3.3), une résistance à la compression de  $f_c = 80 \text{ N/mm}^2$  peut être considérée comme un minimum considérant l'état actuel des connaissances en la matière. Il est donc nécessaire de spécifier une résistance minimale du coulis de ciment  $f_c = 80 \text{ N/mm}^2$  pour garantir l'hypothèse 1.

**Tableau 5.1** - Détail des étapes de calcul du modèle mécanique pour un pas de calcul  $j$ 

| Etape | Description des calculs effectués   | Relations mathématiques           |
|-------|---|-----------------------------------|
| E0    | Introduction des données <ul style="list-style-type: none"> <li>- paramètres des lois constitutives et cinématiques,</li> <li>- paramètres des critères de rupture,</li> <li>- largeurs des interfaces <math>b_i</math>, rigidité de la dalle <math>k_{\text{dalle}}</math>,</li> <li>- contraintes extérieures <math>\sigma_{\text{ext},i}</math>,</li> <li>- matériaux (résistance du coulis de ciment),</li> <li>- incrément de glissement <math>\Delta s</math>.</li> </ul> |                                   |
| E1.1  | Incrémentation du glissement. L'incrément $\Delta s$ est choisi suffisamment petit pour ne pas influencer le résultat final.  | $s_j = s_{j-1} + \Delta s$        |
| E1.2  | Répartition du glissement $s$ au prorata de l'inverse des rigidités sécantes entre les deux interfaces conjuguées (figure 5.6 a)). Les rigidités sécantes sont celles calculées au pas $j-1$ (E3.1). Lors du premier pas de calcul, les rigidités sont les rigidités tangentes à l'origine $(k_{r1} + k_{r2})_i$ .  | (5.5)                             |
| E1.3  | Calcul de l'écartement au droit de chaque interface en fonction du glissement dans cette interface.<br>Les contraintes normales $\sigma$ nécessaires au calcul de $u$ sont celles calculées au pas $j-1$ (E2.2). Lors du premier pas de calcul, les contraintes normales sont égales aux contraintes $\sigma_{\text{ext},i}$ .  | (4.6), (4.7)                      |
| E1.4  | Calcul du glissement imposé $s_{\text{imp},i}$ à chaque interface.<br>Calcul du glissement total à chaque interface $s_{\text{tot},i}$ .  | (5.10)<br>(5.12)                  |
| E2.1  | Calcul de la contrainte tangentielle due au confinement $\tau_{\text{imp},i}$<br>La rigidité sécante $k_i$ est celle calculée au pas de calcul $j-1$ .  | (5.11)                            |
| E2.2  | Calcul de la contrainte normale à chaque interface $\sigma_i$ .   | (5.13)                            |
| E2.3  | Calcul de la contrainte tangentielle maximale $\tau_{\text{max},i}$ .<br>Calcul des glissements caractéristiques $s_{el,i}$ et $s_{u,i}$ .  | (4.33), (4.34) et (4.36)<br>(4.4) |
| E3.1  | Calcul des rigidités sécantes $k_i$ à l'aide des lois constitutives en fonction des glissements $s_{\text{tot},i}$ et des contraintes $\tau_{\text{max},i}$ .<br>Ces rigidités sont multipliées par les largeurs des surfaces $b_1$ et $b_2$ respectivement.  | (4.3)<br>(5.3)                    |
| E3.2  | Calcul de la rigidité globale équivalente $(bk)_{\text{equ}}$ .   | (5.6) ou (5.8)                    |
| E4.1  | Calcul de l'effort rasant correspondant au glissement $s$ .   | $v = (bk)_{\text{equ}} \cdot s$   |
|       | La prochaine boucle de calcul peut commencer, à moins que le glissement $s$ ne dépasse une valeur limite $s_{\text{fin}}$ , auquel cas le calcul s'arrête.  | $s \leq s_{\text{fin}}$           |

Une augmentation de  $f_c$  pourrait être prise en compte comme paramètre interne au modèle mécanique et dépendant du type de connexion (du type d'interface). Toutefois, comme les propriétés du coulis de ciment sont avant tout dictées par la rhéologie requise, et en particulier sa fluidité lors de l'injection (sect. 7.5), il semble peu utile et inefficace en pratique de chercher à augmenter la résistance de la connexion en agissant sur la résistance du coulis de ciment. Les développements ultérieurs sont donc effectués avec la valeur minimale requise de  $f_c = 80 \text{ N/mm}^2$  et  $f_c$  n'est dès lors plus considéré comme un paramètre du modèle. Une résistance du coulis plus élevée fournit des résistances de la connexion également plus élevées. L'approche retenue est donc conservatrice.

### **Pas d'incrémentation du glissement**

Plus l'incrément de glissement est petit, plus le résultat est précis car les erreurs numériques dues à certaines hypothèses sont plus faibles. En particulier, le fait d'utiliser les valeurs de certaines variables au pas de calcul  $j-1$  pour calculer d'autres variables au pas de calcul  $j$  induit une erreur d'autant plus grande que l'incrément de glissement est grand. La valeur  $\Delta s = 0.005 \text{ mm}$  a été retenue. Cette valeur permet de ne pas devoir itérer les pas de calcul. Cela est discuté plus en détail au paragraphe 5.3.6.

### **Paramètres des lois de comportement**

Les valeurs des paramètres des lois de comportement sont celles déterminées au chapitre 4. Le tableau 5.2 rappelle ces valeurs. La résistance à la compression du coulis de ciment est choisie telle que dans les essais *push-out*, soit  $f_c = 80 \text{ N/mm}^2$ .

**Tableau 5.2 - Valeurs des paramètres retenus pour le modèle mécanique**

|           | Lois constitutives               |                                  |  | Lois cinématiques    |             |                    | Critères de rupture         |            |                             |
|-----------|----------------------------------|----------------------------------|--|----------------------|-------------|--------------------|-----------------------------|------------|-----------------------------|
| Interface | $k_{r1}$<br>[N/mm <sup>3</sup> ] | $k_{r2}$<br>[N/mm <sup>3</sup> ] | $\tau_{\max}/s_{\max}$<br>[N/mm <sup>3</sup> ] | $u_{\max,0}$<br>[mm] | $r$<br>[mm] | $s_\alpha$<br>[mm] | $c$<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | $d$<br>[-] | $e$<br>[N/mm <sup>2</sup> ] |
| R1-H      | 77                               | 13                               | 1.4  | 1.80                 | 10          | 0.35               | 0.93                        | 1.95       | -                           |
| R1-N      | 58                               | 11                               | 1.0  |                      |             |                    | 0.56                        | 1.45       | -                           |
| R2-H      | 42                               | 6.3                              | 0.60   | 2.25                 | 25          | 0.20               | 0.60                        | 1.51       | -                           |
| R2-N      | 39                               | 2.6                              | 0.15   |                      |             |                    | 0.39                        | 1.22       | -                           |
| H-H       | 61                               | 8.2                              | 1.5 <sup>a</sup>                               | 1.70                 | 20          | 0.60               | 0.90                        | 2.84       | 5.5                         |
| BR-H      | 54                               | 7.0                              | 1.5  | 2.50                 | 40          | 0.20               | 0.94                        | 2.28       | -                           |

a.  $\tau_{\max}/s_{\max} = 5 \text{ N/mm}^3$  en cas de décollement de la couche d'adhérence de la plaque en acier.

### **Largeur des interfaces**

Les paramètres géométriques (largeur des interfaces) sont des paramètres que l'ingénieur peut ajuster lors de la conception et du dimensionnement d'une connexion par adhérence. Ces paramètres servent à l'optimisation de la connexion. Les valeurs retenues pour la validation du modèle sont celles des éprouvettes des essais *push-out* (figure 3.15).

### **Contraintes extérieures**

Par défaut, les contraintes extérieures  $\sigma_{\text{ext},i}$  agissant sur les interfaces sont choisies égales à zéro pour pouvoir valider le modèle avec les résultats des essais *push-out*. Des valeurs non nulles, dues par exemple aux charges de longue durée agissant sur les porte-à-faux d'un pont ou à la précontrainte transversale de la dalle, seront considérées dans l'étude paramétrique (sect. 5.4).

### Rigidité de la dalle

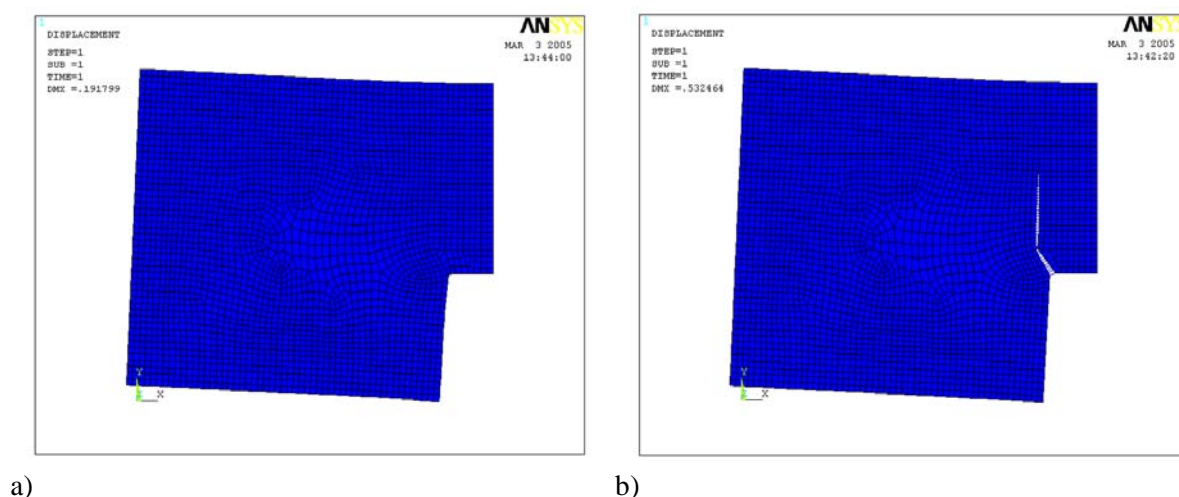
La rigidité de la dalle  $k_{\text{dalle}}$ , illustrée à la figure 5.4, est définie comme le rapport entre la contrainte normale  $\sigma_1$  agissant sur les faces intérieures de la rainure et l'écartement  $u$  (la moitié de l'écartement relatif des deux faces intérieures de la rainure dans la dalle). Un calcul analytique de  $k_{\text{dalle}}$  n'est pas envisageable en raison de la géométrie complexe et de la fissuration. Pour estimer cette rigidité, un calcul numérique a donc été effectué avec le logiciel d'éléments finis ANSYS [ANSYS Inc.]

### Calcul numérique

Le modèle utilisé est bidimensionnel avec un état plan de déformation. La modélisation, présentée en détail dans [Cendon 2001] sous le nom de *Discrete crack model*, est effectuée en deux étapes.

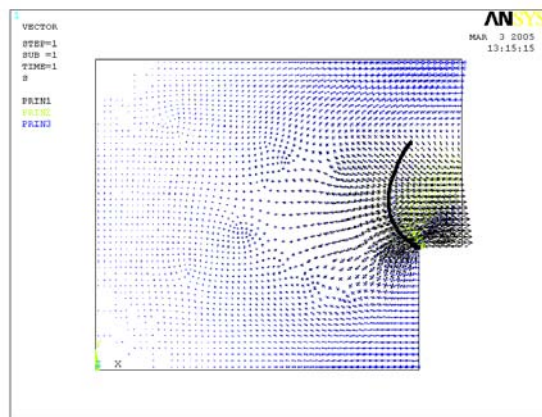
Dans un premier temps, un calcul élastique linéaire non fissuré des déformations dans la dalle dues à une contrainte  $\sigma$  quelconque est effectué. Le maillage (position déformée) est illustré à la figure 5.9 a). Ce calcul permet de connaître la direction des contraintes principales de traction et d'en déduire la position et la direction des fissures, comme illustré à la figure 5.10 a). Le résultat de cette première étape est comparé aux observations effectuées sur les éprouvettes *push-out*, figure 5.10 b). La correspondance des trajectoires des fissures entre les essais et le calcul numérique est très bonne. Les fissures partent des angles intérieurs de la rainure avec un angle d'environ  $40^\circ$  par rapport à la direction du connecteur et se propagent vers la surface libre de la dalle en se redressant. La longueur de la fissure est estimée sur la base des essais *push-out* (§ 3.3.2) à 75 % de l'épaisseur de la dalle au droit du connecteur. Le calcul numérique a montré que la longueur de la fissure a peu d'influence sur la rigidité de la dalle.

Dans un deuxième temps (figure 5.9 b)), une fissure discrète est introduite selon la géométrie définie à l'étape précédente. Deux ressorts sont introduits au travers de cette fissure pour modéliser les armatures inférieures et supérieures. Des ressorts non linéaires, permettant de modéliser le *softening* du béton, sont également introduits au travers de la fissure. Il s'est toutefois avéré que l'ouverture des fissures est telle que le *softening* produit un effet très faible sur la valeur de la rigidité  $k_{\text{dalle}}$ .

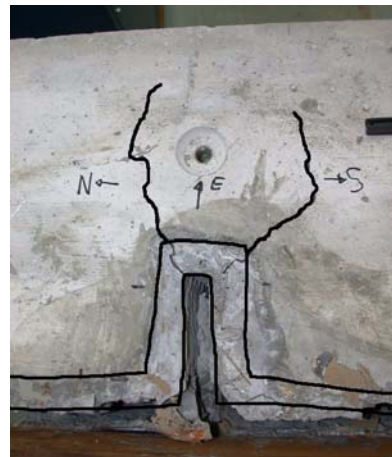


**Figure 5.9 - Calcul numérique de la rigidité de la dalle  $k_{\text{dalle}}$ .** a) calcul élastique linéaire non fissuré, b) introduction d'une fissure cohésive avec armature

Un exemple de résultat du calcul par éléments finis est représenté à la figure 5.11. Il illustre le champ de déplacements dans la direction horizontale pour une fissure non traversante. Le calcul de la rigidité est effectué à l'aide de la valeur moyenne du déplacement  $u$  le long du bord marqué en gras sur la figure 5.11 (hypothèse 8, § 5.3.2).

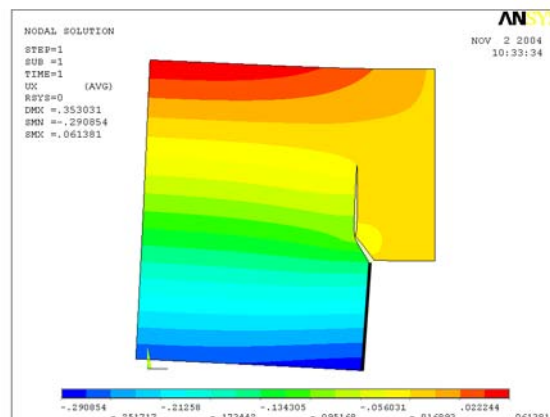


a)



b)

**Figure 5.10** - Comparaison entre la trajectoire de fissure, a) calculée par EF, b) observée (PRH 100-4)



**Figure 5.11** - Exemple de calcul des déplacements [mm] dans la dalle pour une contrainte  $\sigma_1 = 2.5 \text{ N/mm}^2$

### Application à une dalle avec fissure non traversante

Pour la modélisation des essais *push-out*, la dalle en béton est admise partiellement fissurée dans le prolongement du connecteur comme illustré à la figure 5.4 a). La fissure n'est toutefois pas traversante. Une fissure non traversante a en effet été observée lors des essais *push-out* avant la rupture (§ 3.3.2, figure 3.19 b) et figure 3.20). L'hypothèse 2 faite au paragraphe 5.3.2 - la rigidité de la dalle est constante dès le début du chargement - est donc correcte pour simuler les essais *push-out* à la rupture. En revanche, cette hypothèse peut entraîner que le modèle sous-estime la rigidité de la connexion dans le domaine pré-rupture lors de simulation d'essais *push-out*.

Dans le but de valider le modèle mécanique, la rigidité des dalles utilisées dans les essais *push-out* ont été calculées à l'aide de ce modèle numérique. Les dimensions des dalles sont celles présentées à la figure 3.15. Le module d'élasticité du béton utilisé vaut  $E_c = 34000 \text{ N/mm}^2$ . Les résultats sont présentés dans le tableau 5.3.

**Tableau 5.3 - Rigidité  $k_{\text{dalle}}$  des dalles utilisées pour les essais push-out**

| Taille                                  | 33   | 66  | 100 |
|---|------|-----|-----|
| $k_{\text{dalle}}$ [N/mm <sup>3</sup> ] | 14.4 | 8.8 | 8.2 |

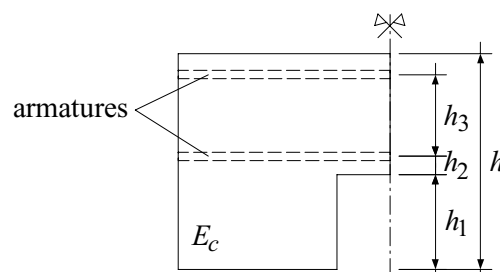
**Application à une dalle avec fissure traversante**

Pour la modélisation de poutres mixtes, la dalle en béton est admise entièrement fissurée (fissures traversantes) dans le prolongement du connecteur. Dans le cas d'une poutre mixte réelle, des fissures dues au moment négatif transversal situées dans la partie supérieure de la dalle sont généralement présentes, ce qui justifie l'hypothèse. Si la dalle n'est pas fissurée, la rigidité  $k_{\text{dalle}}$  est plus importante que ce qui est considéré ici, ce qui est favorable pour la résistance de la connexion (§ 5.4.6). L'hypothèse est donc généralement correcte pour un ouvrage réel et dans quelques cas conservatrice.

Pour calculer la rigidité d'une dalle de pont avec une fissure traversant l'épaisseur de la dalle (§ 5.3.2), la fissure est prolongée, dans le modèle numérique, à toute l'épaisseur de la section en béton. Il est admis que la fissure ne se referme pas sous l'effet du déplacement  $u$ . Sur la base d'une étude de sensibilité puis d'une étude paramétrique, l'effet des paramètres significatifs a pu être évalué. Les paramètres significatifs ainsi que les valeurs extrêmes utilisées dans l'étude paramétrique sont synthétisés dans le tableau 5.4. Ces valeurs extrêmes ont été choisies comme des limites raisonnables utilisées en pratique pour les dalles des ponts mixtes en Suisse. La figure 5.12 illustre les grandeurs géométriques  $h_1$ ,  $h_2$ ,  $h_3$  et  $h$ .

**Tableau 5.4 - Paramètres influençant de manière significative la rigidité  $k_{\text{dalle}}$  et extrema retenus pour l'étude paramétrique**

| Paramètre                  | Description  | Valeur minimale | Valeur maximale |
|----------------------------|--|-----------------|-----------------|
| $E_c$ [N/mm <sup>2</sup> ] | Module d'élasticité du béton   | 24000           | 44000           |
| $h_1$ [mm]                 | Hauteur de la rainure  | 55              | 220             |
| $h_2$ [mm]                 | Distance entre l'axe de l'armature inférieure et le haut de la rainure | 5               | 40              |
| $h_3$ [mm]                 | Entraxe des deux nappes d'armature                                     | 60              | 350             |
| $h$ [mm]                   | Épaisseur de la dalle  | 250             | 500             |

**Figure 5.12 - Géométrie de la dalle et notations**

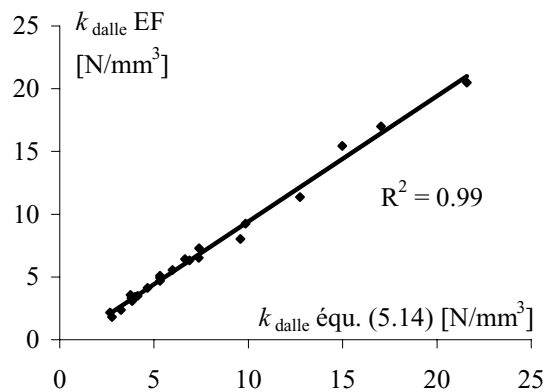
Une relation approchée pour calculer  $k_{\text{dalle}}$  (relation (5.14)) a ensuite été dérivée des résultats de l'étude paramétrique et calibrée sur les résultats du calcul numérique. La figure 5.13 illustre la comparaison entre les résultats des simulations numériques par éléments finis (EF) et les prédictions de la relation



(5.14). Sur cette figure, chaque point représente un résultat de l'étude paramétrique. La droite est une régression linéaire dont le coefficient de corrélation élevé ( $R^2 = 0.99$ ) montre que les paramètres significatifs ont été pris en compte dans la relation (5.14).

$$k_{\text{dalle}} = \frac{E_c h_3}{\xi \cdot h \cdot h_1} \left( \frac{h_2 + h_3}{h_2} \right)^\alpha \quad (5.14)$$

- $E_c$  : module d'élasticité du béton correspondant à la durée d'application des charges sollicitant la connexion  
 $h, h_i$  : grandeurs géométriques définies à la figure 5.12  
 $\xi$  : paramètre adimensionnel issu de la calibration sur les résultats des calculs par éléments finis;  $\xi = 33$  dans le cas d'une fissure traversante  
 $\alpha$  : exposant adimensionnel issu de la calibration sur les résultats des calculs par éléments finis;  $\alpha = 0.3$



**Figure 5.13** - Comparaison entre la rigidité  $k_{\text{dalle}}$  calculée par éléments finis et calculée à l'aide de la relation (5.14)

Relevons qu'une relation similaire à l'équation (5.14) aurait pu être obtenue pour le cas d'une dalle avec une fissure non traversante. En raison du faible intérêt pratique d'une telle relation, une telle démarche n'a pas été entreprise. La rigidité  $k_{\text{dalle}}$  est donc admise constante durant toute l'histoire du chargement (hypothèse 2, § 5.3.2).

### 5.3.5 Résultats et validation du modèle mécanique

#### Relation $v - s$ pour l'éprouvette de type PRH 33

La figure 5.14 illustre la courbe glissement - effort rasant prédite par le modèle mécanique avec les valeurs des paramètres décrites au paragraphe 5.3.4 pour un essai *push-out* sur une éprouvette de type PRH 33. Ce type d'éprouvette a été retenu car les résultats expérimentaux disponibles présentent peu de variabilité. Ils permettent ainsi de valider le modèle avec plus de fiabilité. Les caractéristiques suivantes du comportement mécanique peuvent y être observées:

- Une première cassure de la pente de la courbe se produit peu après le début du chargement, correspondant au passage dans la zone élastoplastique des interfaces 2 et 4 (aile).
- Une deuxième cassure de la pente se produit à environ 50 % de la charge maximale, correspondant au passage dans le domaine élastoplastique des interfaces 1 et 3 (connecteur).
- La résistance  $v_R = 2220$  kN/m est atteinte au moment où l'interface 4 (béton - coulis de ciment) atteint la rupture. La charge décroît alors et l'effort se redistribue progressivement sur le connecteur.
- Lorsque l'interface 1 (tôle striée - coulis de ciment) atteint à son tour la rupture, une cassure de pente se produit et la charge décroît rapidement.

On observe également que pratiquement simultanément à la rupture de l'interface 1, l'effort rasant  $v$  se stabilise puis augmente même légèrement. Ce phénomène est une manifestation du comportement durcissant décrit à la section 4.5. L'augmentation de l'écartement  $u_1 + u_3$  associé à la rupture de l'interface 1 ( $\tau_1 = \tau_{\max,1}$ ) induit une augmentation marquée de la contrainte normale  $\sigma_1$  sur le connecteur à cause de la présence de la dalle en béton. Cet effet durcissant est discuté plus loin dans ce paragraphe ainsi que dans l'étude paramétrique (sect. 5.4).

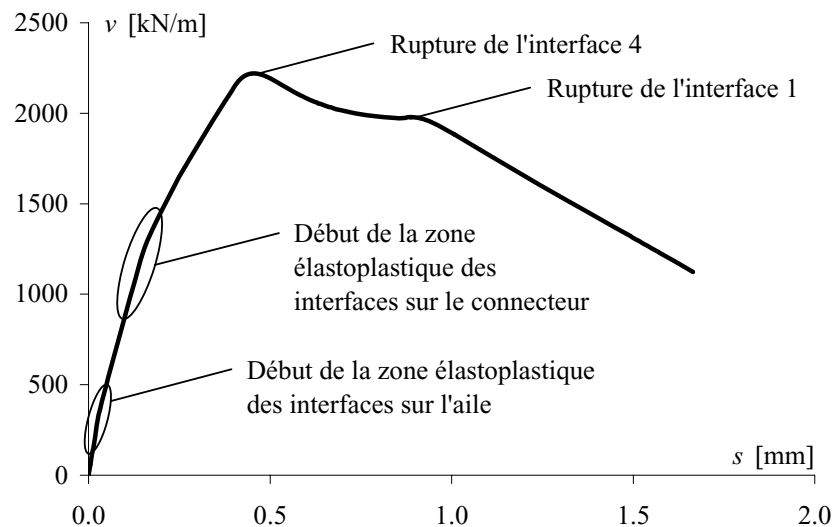


Figure 5.14 - Prédiction du modèle mécanique pour les essais-push-out de type PRH 33

### Rigidités sécantes des interfaces pour l'éprouvette de type PRH 33

La figure 5.15 montre l'évolution de la valeur des rigidités sécantes  $k_i$  de chaque interface en fonction du glissement  $s$ . Les valeurs en  $s = 0$  sont égales aux rigidités  $(k_{r1} + k_{r2})_i$ . Très rapidement, les rigidités  $k_2$  et  $k_4$  diminuent (domaine élastoplastique), puis les rigidités  $k_1$  et  $k_3$ . Ces diminutions marquées des rigidités sont la cause des cassures de pente pré-rupture observées sur la figure 5.14. Il est intéressant de remarquer qu'à la rupture de l'interface 4 (chute de rigidité lorsque  $s = 0.48$  mm), l'interface conjuguée (interface 2) est déchargée élastiquement. Sa rigidité remonte alors jusqu'à la valeur  $(k_{r1} + k_{r2})_2$ . De même, à la rupture de la connexion (rupture de l'interface 1 marquée par une perte de rigidité lorsque  $s = 0.91$  mm), l'interface conjuguée (interface 3) subit un déchargement élastique et sa rigidité augmente.

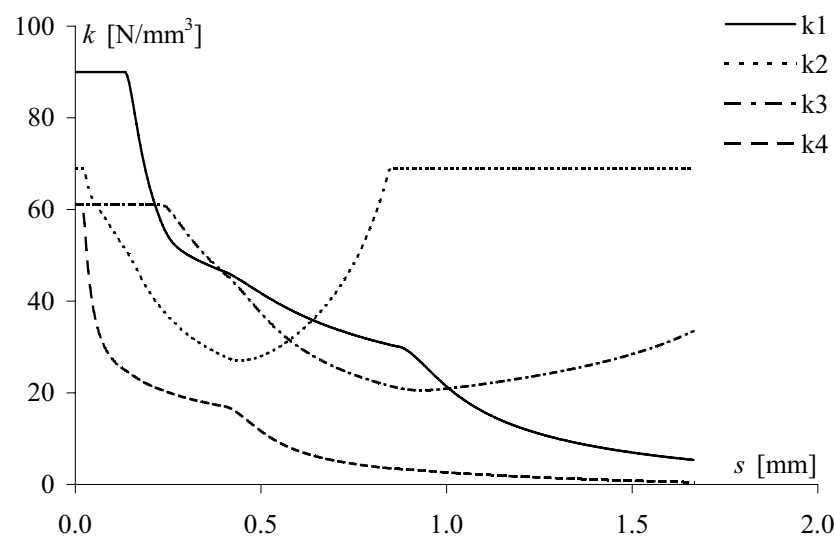


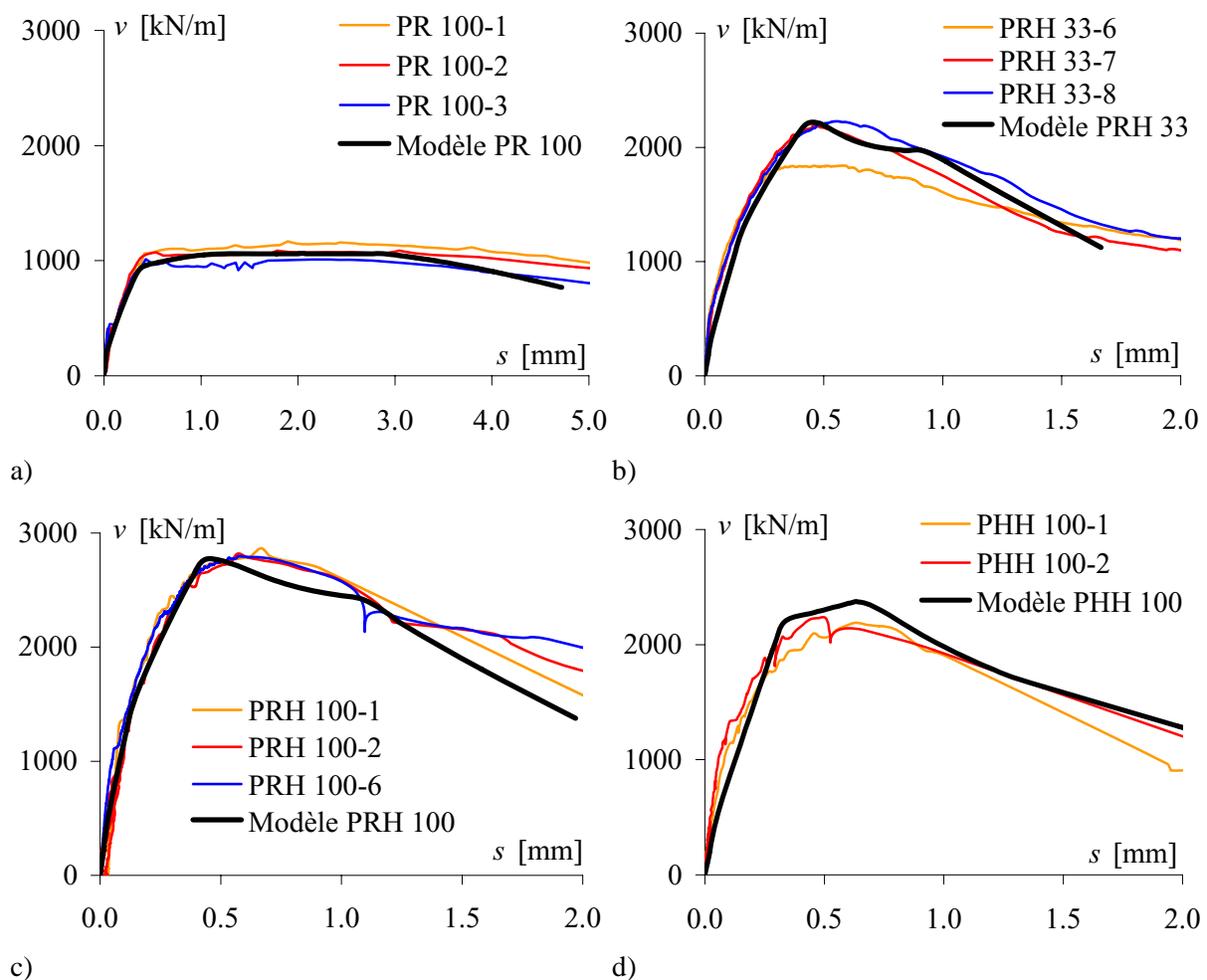
Figure 5.15 - Rigidité sécante des interfaces, PRH 33

### Validation du modèle mécanique

La validation du modèle mécanique a été effectuée en comparant ses prédictions avec les résultats des essais *push-out*. Les essais sont ainsi simulés en tenant compte de leur géométrie ( $b_1$ ,  $b_2$ ), de la rigidité de leur dalle (tableau 5.3) ainsi que des caractéristiques des interfaces qui composent la connexion.

La figure 5.16 illustre la comparaison entre la prédiction du modèle et les résultats des essais sur les éprouvettes de type PR 100, PRH 33, PRH 100 et PHH 100. Les résultats des essais *push-out* ont été exprimés en kN/m, soit en divisant d'abord la résistance mesurée lors des essais *push-out* par deux (résistance d'une demi-éprouvette) puis en divisant cette résistance par la longueur de la connexion.

Précisons encore que la comparaison est effectuée avec les résultats des essais qui représentent le mieux les hypothèses du modèle. Cela signifie en particulier que les éprouvettes dont la rugosité du béton n'était pas suffisante (PRH 100-4 et PRH 100-5 par exemple, § 3.3.2) n'ont pas été considérées. La comparaison avec les éprouvettes de type PRR n'a pas été effectuée du tout car la mauvaise qualité de la rugosité de ces éprouvettes (§ 3.3.2) rend la simulation impossible en l'absence de lois de comportement pour ce type d'interface (béton avec faible rugosité - coulis de ciment).



**Figure 5.16** - Comparaison entre les prédictions du modèle mécanique et les résultats des essais *push-out*: courbe  $v - s$ , a) PR 100, b) PRH 33, c) PRH 100, d) PHH 100

Etant donné la dispersion des résultats expérimentaux (figure 3.18 c) et d)), la précision de la prédiction du modèle mécanique est excellente. Quelques remarques peuvent toutefois être formulées:

- La prédiction de la charge maximale est bonne, ce qui constitue un très bon argument en faveur du modèle de résistance proposé (section 5.2). La résistance prédite par le modèle est toutefois en

moyenne légèrement trop élevée. Cela peut s'expliquer par le fait que les contraintes tangentielles ne sont pas distribuées uniformément le long de l'axe de l'éprouvette dans un essai *push-out* [Volkersen 1965]. Les pics de contraintes qui apparaissent aux extrémités de la connexion vont initier la rupture à un niveau de charge inférieur à celui qui correspond à une distribution uniforme des contraintes. Si les interfaces présentaient un comportement post-rupture parfaitement plastique (ductile), ces pics de contraintes n'auraient aucun effet sur la résistance. Mais comme le comportement des interfaces est peu ductile, ces pics de contraintes sont la cause d'une rupture légèrement prématurée de la connexion, qui n'est pas simulée par le modèle mécanique. Cela explique aussi pourquoi la surestimation de la résistance est d'autant plus grande que le comportement post-rupture est peu ductile.

Toutefois, ce type d'effets de bords est d'autant plus faible que les rigidités axiales de la dalle et de l'aile supérieure de la poutre en acier sont élevées par rapport à la rigidité de la connexion. Dans un pont mixte, ces rigidités sont suffisamment élevées pour limiter le rapport entre les pics de contraintes et la valeur moyenne de la contrainte à des valeurs très proches de 1. Cet effet peut donc être négligé dans un pont mixte. La résistance d'une connexion par adhérence dans un pont mixte est donc, tous autres paramètres étant égaux, probablement sensiblement plus importante que dans un essai *push-out*. Le modèle mécanique fournit alors des prédictions conservatrices de la résistance.

- Le modèle sous-estime sensiblement la rigidité pré-rupture, ce qui est probablement dû au fait que la dalle en béton est considérée comme fissurée dès le début du chargement dans le modèle mécanique, alors qu'elle ne fissure en réalité qu'en cours de chargement lors des essais *push-out* (§ 3.3.2). Or, la dalle non fissurée est plus rigide que la dalle fissurée (figure 5.4), ce qui a pour conséquence que les interfaces dans les essais restent plus longtemps dans le domaine élastique linéaire que dans les simulations du modèle mécanique, et donc que la rigidité pré-rupture est sous-estimée dans le modèle. Après fissuration de la dalle, le comportement réel rejoint le comportement simulé et la rigidité sécante simulée à la rupture est correcte.
- Il existe également une bonne correspondance entre la prédiction du modèle et les résultats des essais en ce qui concerne le comportement post-rupture. La décroissance légèrement trop forte, exprimée par le modèle, de la résistance juste après la rupture peut être là aussi expliquée par la relative simplicité des lois constitutives des interfaces qui présentent un point anguleux en  $\tau = \tau_{\max}$ , ce qui ne représente pas fidèlement la réalité.

La bonne correspondance générale entre la prédiction et les essais incite toutefois là encore à ne pas modifier les valeurs des paramètres retenus. Seule une loi constitutive des interfaces plus raffinée permettrait d'améliorer la correspondance entre modèle et essais *push-out* en adoucissant le pic de la loi constitutive lorsque l'effort rasant atteint la résistance de la connexion.

- Pour de grandes valeurs du glissement ( $s > 1.5$  à 3 mm selon le type de connexion), le modèle mécanique prédit des résistances plus faibles que ce qui a été mesuré dans les essais *push-out*. Cela est dû à la relative simplicité de la loi constitutive dans laquelle le comportement post-rupture n'est caractérisé que par un paramètre ( $\tau_{\max}/s_{\max}$ ). Ce paramètre a été calibré sur la pente immédiatement après la rupture des essais de cisaillement direct. Pour de plus grandes valeurs du glissement, la contrainte de cisaillement ne décroît pas linéairement comme le prévoit la loi constitutive mais converge asymptotiquement vers une valeur finie  $\tau_f$  (figure 4.12). La prise en compte de ce phénomène dans la loi constitutive des interfaces permettrait de mieux modéliser le comportement post-rupture lorsque  $s > 1.5$  à 3 mm.

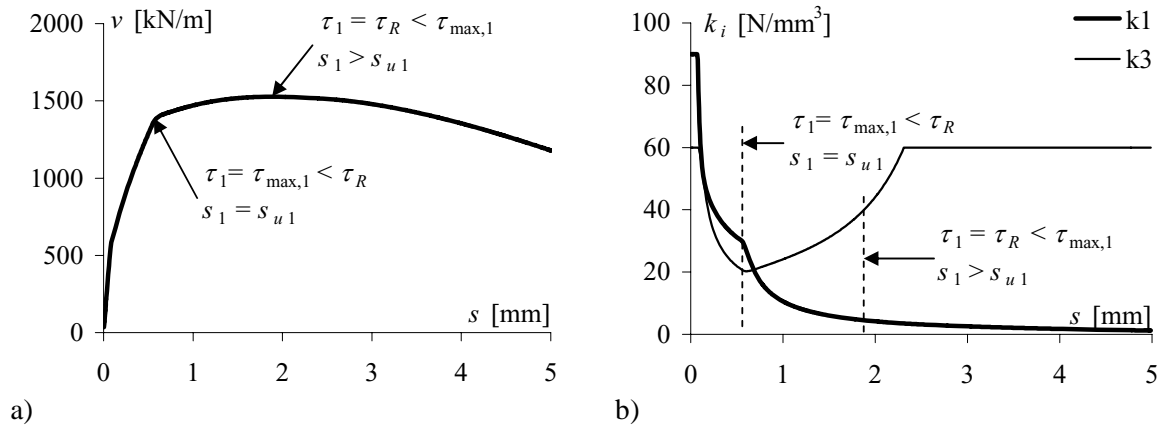
Etant donné ce qui précède, aucune adaptation n'est effectuée pour caler le modèle mécanique sur les résultats d'essais. Certaines lacunes ont toutefois été identifiées et pourraient faire l'objet d'une recherche plus approfondie, en particulier en ce qui concerne la finesse de la modélisation des lois constitutives des interfaces.

### **Comportement durcissant pour une connexion de type R**

Comme cela a déjà été démontré à la section 4.5, la résistance  $\tau_R$  d'une interface confinée peut être supérieure à la contrainte  $\tau$  correspondant à la rupture définie d'après le critère de rupture (soit le moment où  $\tau = \tau_{\max} = c_i + d_i \sigma_i$ ), et cela à cause du comportement durcissant (figure 4.20). Un tel

comportement peut également être observé avec les connexions par adhérence qui sont un cas particulier d'interfaces confinées.

La figure 5.17 illustre ce phénomène dans le cas d'une connexion de type R avec  $b_1 = 200$  mm,  $k_{\text{dalle}} = 12$  N/mm<sup>3</sup> et  $\sigma_{\text{ext},1} = 1.0$  N/mm<sup>2</sup>. Une première cassure peut être observée dans la courbe  $v - s$  (figure 5.17 a)) qui correspond au début du domaine élasto-plastique. La rigidité  $k_1$  puis la rigidité  $k_3$  diminuent brusquement (figure 5.17 b)). Une deuxième cassure se produit lorsque  $\tau = \tau_{\text{max},1}$  et  $s_1 = s_{u1}$ . La rigidité  $k_1$  chute à nouveau alors que la rigidité  $k_3$  augmente, ce qui est caractéristique d'une diminution du glissement dans l'interface 3, donc de la rupture de l'interface 1. Toutefois, la contrainte  $\tau$  continue d'augmenter malgré la rupture de l'interface 1. Cet effet est appelé comportement durcissant. A cause du comportement asymptotique de la loi cinématique, vient un moment où l'augmentation de  $u_1$ , donc de  $\sigma_1$ , ne suffit plus à compenser la chute de la rigidité  $k_1$ . La résistance de la connexion se met alors à diminuer. Au moment où la résistance  $v_R$  est atteinte, la contrainte  $\tau_R$  est inférieure à  $\tau_{\text{max},1} = c_1 + d_1 \sigma_1$  et le glissement  $s_1 > s_{u1}$  dans l'interface 1. Ce point ne correspond pas à un point particulier de la figure 5.17 b).



**Figure 5.17** - Comportement durcissant pour une connexion de type R, a) courbe  $v - s$ , b) courbes  $k_i - s$

Ce phénomène montre clairement pourquoi il n'est pas possible de prédire la résistance d'une connexion par adhérence en se basant uniquement sur le critère de rupture de l'interface la moins résistante. De même, l'état de déformation et de contrainte lorsque  $\tau = \tau_R$  ne correspond pas nécessairement à celui pour lequel  $\tau = \tau_{\text{max}}$ . Un effet similaire, bien que moins marqué, peut être observé sur les connexions de type RH après la rupture.

### 5.3.6 Etude de sensibilité

Une étude de sensibilité des paramètres internes au modèle a été effectuée pour identifier ceux qui ont une influence importante sur ses prédictions et donc pour lesquels il est important de déterminer une valeur avec plus de précision que ce qui a été fait jusqu'ici. Les paramètres de l'étude de sensibilité sont:

- le pas d'incrément du glissement  $\Delta s$ ,
- les paramètres des lois de comportement des interfaces.

Les effets de la largeur des interfaces, de la rigidité de la dalle et des contraintes extérieures appliquées sur la connexion sont étudiés à la section 5.4 car ils ne sont pas à proprement parler des paramètres (internes) du modèle mais plutôt des variables extérieures.

La sensibilité du modèle mécanique à la variation d'un paramètre  $X$  est mesurée à l'aide de l'indicateur de la variation relative de résistance  $\mu_v(x)$ :

$$\mu_v(x) = \frac{v_R(x)}{v_{R,\text{ref}}} - 1 \quad (5.15)$$

- $v_R(x)$  : résistance prédite par le modèle lorsque le paramètre  $X$  prend la valeur  $x$   
 $v_{R,ref}$  : résistance prédite par le modèle avec la valeur de référence du paramètre  $X$  (§ 5.3.4).

Les paramètres ont été modifiés un par un en conservant les valeurs des autres paramètres égales à celles de la connexion dite «de référence». Il s'agit d'une connexion de type RH. Cette connexion de référence est définie de la manière suivante:

- Le connecteur est réalisé au moyen d'une tôle striée. L'aile supérieure est recouverte d'une couche d'adhérence (connexion de type RH).
- Le pas d'incrément du glissement vaut  $\Delta s = 0.005$  mm.
- Les lois de comportement des interfaces sont utilisées avec les valeurs des paramètres contenues dans le tableau 5.2.
- Les largeurs des interfaces valent  $b_1 = 200$  mm et  $b_2 = 400$  mm.
- Les contraintes extérieures  $\sigma_{ext,i}$  sont nulles.
- La rigidité de la dalle vaut  $k_{dalle} = 12$  N/mm<sup>3</sup>.

Dans cette connexion, la surface de rupture passe par les interfaces 1 et 4 et la résistance vaut  $v_{R,ref} = 3344$  kN/m.

L'effet de la variation d'un paramètre donné dépend évidemment de la valeur initiale de ce paramètre mais aussi de la valeur des autres paramètres. En effet, certains paramètres ne deviennent sensibles par exemple que lorsque l'interface qu'ils gouvernent fait partie de la surface de rupture. Une augmentation de la résistance d'une interface qui ne fait pas partie de la surface de rupture n'aura ainsi pratiquement aucune influence sur la résistance de la connexion. Mais si la géométrie de la connexion change, la surface de rupture peut traverser cette interface. Une augmentation de sa résistance aura alors naturellement un effet sur la résistance de la connexion. Les résultats présentés plus bas ne sont donc strictement valables que pour la variation des paramètres autour de leur valeur définie ci-dessus pour la connexion de référence.

### **Pas d'incrément du glissement**

La valeur de l'incrément de glissement  $\Delta s$  n'a aucune influence sur la position de la surface de rupture et a une influence négligeable sur la forme de la courbe  $v$ - $s$ . En revanche, la valeur de  $\Delta s$  a une légère influence sur la précision du résultat (§ 5.3.4). La valeur retenue  $\Delta s = 0.005$  mm est à ce titre tout à fait satisfaisante puisqu'elle ne surestime  $v_R$  calculée avec  $\Delta s = 0.001$  mm que de 2.3 %, soit  $\mu_v(\Delta s = 0.001) = -0.023$ .

Lorsque l'incrément de glissement devient très petit ( $\Delta s < 0.003$  mm environ), le calcul devient dans certains cas numériquement instable. Cette instabilité est due à la dépendance entre  $u_{max}$  et  $\sigma$  (équation (4.6)). Supprimer cette dépendance permet d'utiliser un pas d'incrément du glissement plus petit, mais au prix d'une perte de précision du modèle importante. Pour cette raison, la dépendance entre  $u_{max}$  et  $\sigma$  est conservée tout en utilisant une valeur de  $\Delta s$  suffisamment grande pour éviter les instabilités numériques, soit  $\Delta s = 0.005$  mm.

### **Paramètres des lois de comportement des interfaces**

Chaque paramètre  $X$  des lois de comportement des interfaces a été modifié dans les limites suivantes:

$$x_{max/min} = x_{ref}(1 \pm 0.2) \quad (5.16)$$

conformément à la dispersion mesurée lors de la détermination des paramètres des lois de comportement, et en particulier des lois constitutives (§ 4.2.2). Le tableau 5.5 et le tableau 5.6 contiennent un résumé qualitatif de la sensibilité du modèle à une variation des paramètres des lois de comportement. Le tableau 5.5 concerne la variation de la résistance  $v_R$ . Le symbole ++ indique que la résistance varie environ proportionnellement au paramètre considéré ( $\mu_v \geq 15$  %), le symbole + indique que la résistance varie sous-proportionnellement au paramètre considéré ( $5\% \leq \mu_v < 15$  %), et le symbole 0 indique que la résistance prédite par le modèle ne dépend pas ou pratiquement pas du paramètre considéré

( $\mu_v < 5\%$ ). Les cases grisées permettent de saisir visuellement les cases correspondant aux sensibilités notées + et ++.

**Tableau 5.5 - Sensibilité du modèle mécanique aux variations des lois de comportement des interfaces: résistance  $v_R$**

|           | Loi constitutive |          |                        | Loi cinématique |     |            | Critère de rupture |     |                  |
|-----------|------------------|----------|------------------------|-----------------|-----|------------|--------------------|-----|------------------|
| Interface | $k_{r1}$         | $k_{r2}$ | $\tau_{\max}/s_{\max}$ | $u_{\max,0}$    | $r$ | $s_\alpha$ | $c$                | $d$ | $e$              |
| R1-H      | 0                | 0        | 0                      | +               | 0   | 0          | 0                  | +   | N/A <sup>a</sup> |
| H-H       | 0                | +        | 0                      | +               | 0   | +          | 0                  | +   | +                |
| BR-H      | 0                | 0        | 0                      | ++              | ++  | +          | +                  | ++  | N/A              |

a. ce critère de rupture ( $F_2 = e$ ) n'existe pas pour les interfaces R1-H et BR-H.

Le tableau 5.6 concerne le comportement post-rupture. Ce comportement est mesuré qualitativement en observant la forme et la pente moyenne du domaine post-rupture. Le symbole ++ indique que ce comportement est fortement dépendant du paramètre considéré, le symbole + indique que ce comportement est influencé par le paramètre considéré mais de manière plus faible que lorsque le symbole ++ est utilisé, et le symbole 0 indique que le comportement post-rupture ne dépend pas ou pratiquement pas du paramètre considéré.

**Tableau 5.6 - Sensibilité du modèle mécanique aux variations des lois de comportement des interfaces: comportement post-rupture**

|           | Loi constitutive |          |                        | Loi cinématique |     |            | Critère de rupture |     |     |
|-----------|------------------|----------|------------------------|-----------------|-----|------------|--------------------|-----|-----|
| Interface | $k_{r1}$         | $k_{r2}$ | $\tau_{\max}/s_{\max}$ | $u_{\max,0}$    | $r$ | $s_\alpha$ | $c$                | $d$ | $e$ |
| R1-H      | 0                | 0        | +                      | +               | 0   | +          | 0                  | ++  | N/A |
| H-H       | 0                | +        | 0                      | +               | 0   | +          | 0                  | ++  | ++  |
| BR-H      | 0                | 0        | ++                     | ++              | +   | 0          | 0                  | +   | N/A |

A la lecture de ces tableaux, il apparaît que les efforts de recherche doivent être portés en priorité à l'amélioration de la précision des paramètres des lois cinématiques et des paramètres  $d$  et  $e$  des critères de rupture. Le paramètre  $c$  a en revanche peu d'influence sur les prédictions du modèle mécanique. Les différences relevées dans le tableau 4.3 entre les valeurs de  $c$  calculées de deux manières différentes n'ont donc pas de conséquences importantes sur les résultats du modèle mécanique. Il n'est dès lors pas nécessaire de chercher à affiner le calcul de  $c$ .

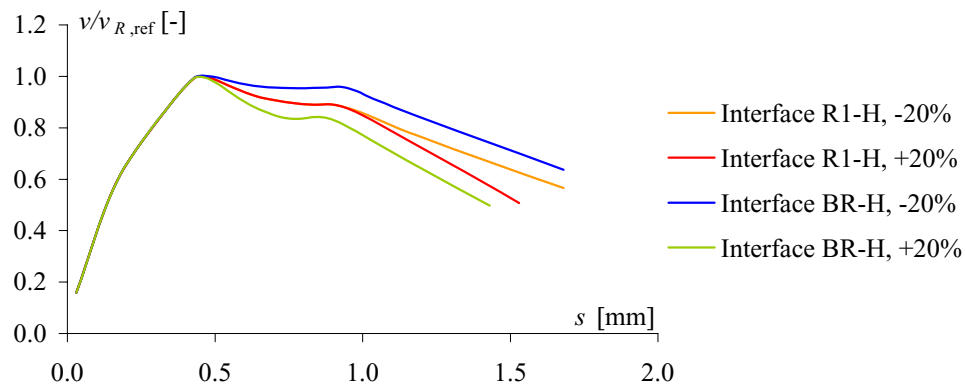
Le comportement post-rupture est naturellement fortement dépendant du paramètre  $\tau_{\max}/s_{\max}$  des interfaces où se situe la surface de rupture. Il est donc également nécessaire de préciser la valeur de ce paramètre pour améliorer la qualité du modèle.

Les paragraphes ci-dessous expliquent et illustrent les cas pour lesquels la sensibilité du modèle mécanique est très importante (++).

### Lois constitutives

Le paramètre  $\tau_{\max}/s_{\max}$  influence fortement le comportement post-rupture de la courbe  $v-s$  de la connexion, comme cela est illustré à la figure 5.18 pour les interfaces tôle striée - coulis de ciment d'une

part et béton - coulis de ciment d'autre part. Dans le cas étudié, comme l'interface couche d'adhérence - coulis de ciment ne se situe pas sur la surface de rupture, son influence est nulle. L'interface qui joue le rôle le plus important est celle qui engendre la première rupture, soit, dans le cas considéré, l'interface béton - coulis de ciment sur l'aile.

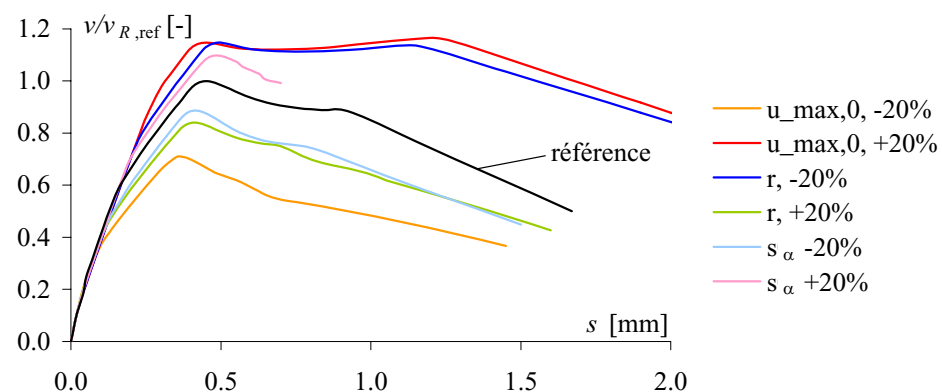


**Figure 5.18** - Influence du rapport  $\tau_{\max}/s_{\max}$  des lois cinématiques sur le comportement de la connexion par adhérence (R1: tôle striée; BR: béton rugueux; H: coulis de ciment à haute résistance)

### Lois cinématiques

La variation des paramètres de la loi cinématique a une influence prononcée sur les résultats du modèle. Cela s'explique par le fait que l'augmentation de l'écartement des interfaces a pour effet d'augmenter la contrainte normale qui agit sur ces interfaces, et donc d'augmenter la contrainte maximale de cisaillement ainsi que de créer un éventuel comportement post-rupture durcissant (figure 4.20). Un tel comportement peut être observé pour de faibles valeurs de  $r$  (interface peu érodable) ou pour de grandes valeurs de  $u_{\max,0}$  (interface présentant un comportement dilatant marqué).

La figure 5.19 illustre la variation de comportement de la connexion pour l'interface béton - coulis de ciment. Remarquons que le modèle est moins sensible à la variation de  $s_{\alpha}$  (paramètre gouvernant la forme de la loi cinématique) qu'à la variation de  $u_{\max,0}$  ou de  $r$ . La correspondance imparfaite entre la loi cinématique et les mesures d'écartement mise en évidence à la figure 4.8 n'a donc pas de conséquences importantes sur la stabilité du modèle mécanique. L'influence des paramètres des interfaces couche d'adhérence - coulis de ciment et tôle striée - coulis de ciment est similaire, mais moins marquée, que l'influence des paramètres de l'interface béton - coulis de ciment, illustrée à la figure 5.19.



**Figure 5.19** - Influence des paramètres  $u_{\max,0}$ ,  $r$  et  $s_{\alpha}$  de l'interface béton - coulis de ciment sur le comportement de la connexion par adhérence



## Critères de rupture

La sensibilité du modèle mécanique à la variation du paramètre  $d$  est illustrée à la figure 5.20 pour les trois interfaces considérées dans l'étude de sensibilité. Le paramètre  $d$  caractérise la pente du critère de rupture dans un diagramme  $\sigma - \tau_{\max}$ . La très forte dépendance entre les critères de rupture et la résistance de la connexion est conforme à la logique, du moins pour l'interface qui initie la rupture. Relevons que le comportement post-rupture est peu influencé par la rupture de cette première interface. Pour les autres interfaces, les conséquences d'une variation de la résistance sont très différentes selon la position de la surface de rupture. Deux cas doivent être distingués:

1. Le paramètre affecte l'interface qui crée la rupture finale, soit la deuxième interface à rompre, et qui se produit normalement pour une force de cisaillement inférieure à la résistance atteinte lors de la rupture de la première interface (figure 5.14). Dans le cas étudié, il s'agit de l'interface tôle striée - coulis de ciment (R1-H). La résistance de cette interface a peu d'influence sur la résistance de la connexion, mais en a en revanche sur la ductilité de la connexion. En effet, l'effort de cisaillement que peut supporter cette deuxième interface avant de se rompre à son tour (et de provoquer une diminution plus marquée de la charge) est directement dépendant de sa résistance et conditionne donc dans une large mesure la ductilité de la connexion. Dans le cas où la résistance de cette interface est très faible, la rupture peut s'y produire simultanément, voire même avant la rupture de l'interface béton - coulis de ciment le long de l'aile.
2. Le paramètre affecte une interface qui ne se trouve pas du tout sur la surface de rupture, en l'occurrence la couche d'adhérence. L'augmentation de sa résistance n'a en principe pratiquement aucune influence sur la résistance et le comportement de la connexion. Toutefois, si cette variation est très forte, les deux cas suivants peuvent se produire:
  - Si la résistance de cette interface diminue trop fortement, elle peut devenir critique et influencer la résistance et le comportement post-rupture. Elle peut également, si la diminution de la résistance est moins marquée, faire augmenter la résistance de la connexion car sa résistance moindre entraîne une rigidité également moindre. Par conséquent, l'effort de cisaillement se redistribue sur le connecteur et limite ainsi la contrainte de cisaillement sur l'aile. C'est la raison pour laquelle, sur la figure 5.20, une diminution de la résistance de l'interface couche d'adhérence - coulis de ciment (H-H) produit une augmentation de la résistance à l'effort rasant.
  - Si la résistance de cette interface augmente fortement, sa rigidité reste très grande même à l'approche de la rupture. L'effort de cisaillement se redistribue du connecteur sur l'aile et conduit à une rupture prématurée de l'interface béton - coulis de ciment, et donc à une rupture prématurée de la connexion. C'est la raison pour laquelle, sur la figure 5.20, une augmentation de la résistance de l'interface couche d'adhérence - coulis de ciment (H-H) produit une diminution de la résistance à l'effort rasant.

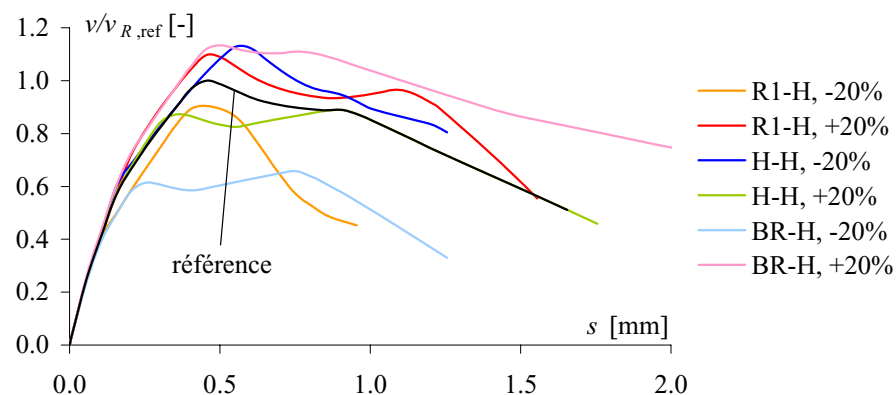


Figure 5.20 - Influence du paramètre  $d$  sur le comportement de la connexion par adhérence

## Synthèse de l'étude de sensibilité

L'étude de sensibilité a porté sur les paramètres internes au modèle, soit le pas d'incrémentation du glissement ainsi que les paramètres des lois de comportement des interfaces. La sensibilité a été évaluée en comparant la variation de la prédiction du modèle entre une connexion dite de référence et la même connexion dans laquelle un paramètre a été modifié. L'évaluation porte d'une part sur la résistance à l'effort rasant et d'autre part sur le comportement post-rupture.

Les paramètres internes qui provoquent la réponse la plus sensible du modèle mécanique sont:

- le rapport  $\tau_{\max}/s_{\max}$  (loi constitutive des interfaces),
- tous les paramètres de la loi cinématique, et en particulier de celle de l'interface béton - coulis de ciment,
- le paramètre  $d$  du critère de rupture, soit celui indiquant la pente du critère de rupture dans un diagramme  $\sigma$ - $\tau_{\max}$ .

Il serait donc intéressant d'approfondir les recherches sur les lois de comportement dans le but de définir avec plus de précision la valeur de ces paramètres. Ceci permettrait d'améliorer la précision des prédictions du modèle mécanique.

### 5.3.7 Synthèse

Un modèle mécanique qui permet de simuler le comportement charge - glissement des connexions par adhérence a été présenté dans la présente section. Ce modèle est basé sur l'observation du comportement réel des connexions lors des essais *push-out*, en particulier en ce qui concerne la cinématique de déformation. Les relations proposées dans le chapitre 4 pour prédire le comportement des interfaces simultanément cisailées et comprimées ont été utilisées dans ce modèle mécanique. Les hypothèses effectuées lors de la modélisation ont été justifiées. Une relation simple permettant d'évaluer la rigidité de la dalle en béton autour du connecteur a été proposée. Cette relation permet de tenir compte dans le modèle du confinement produit par la dalle sur la connexion.

La correspondance entre les prédictions du modèle mécanique et résultats des essais *push-out* est excellente. La simulation du comportement post-rupture pourrait être améliorée, notamment pour de grandes valeurs du glissement, en proposant des lois constitutives des interfaces dont le comportement post-rupture serait bilinéaire.

Le comportement durcissant décrit à la section 4.5 a été mis en évidence dans le cas des connexions de type R. En particulier, il a été montré qu'au moment où la connexion atteint sa résistance maximale, la contrainte de cisaillement  $\tau_R$  dans l'interface est inférieure à la contrainte  $\tau_{\max}$  calculée à l'aide du critère de rupture et de la contrainte  $\sigma$  agissant sur l'interface car cette interface se trouve déjà sur la branche descendante de la loi cinématique.

Une étude de sensibilité a montré que le modèle mécanique est particulièrement sensible à quelques paramètres des lois de comportement des interfaces, et en particulier des lois cinématiques et des critères de rupture. Des recherches complémentaires dans ce domaine permettraient vraisemblablement d'améliorer encore la précision du modèle.

## 5.4 ETUDE PARAMÉTRIQUE

### 5.4.1 But de l'étude et choix des paramètres

Le but de l'étude paramétrique est de fournir des bases scientifiques au développement d'une méthode de calcul simplifiée (sect. 5.5). Pour ce faire, la réponse du modèle mécanique à la variation d'un ou de plusieurs paramètres est étudiée. Dans l'étude de sensibilité, les paramètres internes au modèle ont été étudiés. Dans l'étude paramétrique, les paramètres physiques offrant une réelle possibilité de choix pour l'ingénieur concevant un ouvrage sont considérés. Les limites de variation de ces paramètres ont été choisies en fonction des caractéristiques des ponts mixtes suisses standards [Jaunin 1996].

Les paramètres importants pour déterminer la résistance de la connexion sont:

- la largeur des interfaces  $b_i$  (§ 5.4.4),
- les contraintes extérieures appliquées sur la connexion  $\sigma_{\text{ext},i}$  (§ 5.4.5),
- la rigidité de la dalle  $k_{\text{dalle}}$  (§ 5.4.6).

L'étude paramétrique doit également permettre de déterminer par quelles interfaces passe la surface de rupture, et cela en fonction des paramètres  $b_i$ ,  $\sigma_{\text{ext},i}$  et  $k_{\text{dalle}}$ . Cette question est étudiée au paragraphe 5.4.3. Elle permet de mieux interpréter les résultats de la suite de l'étude paramétrique.

Cette étude paramétrique est limitée à l'étude des connexions de type RH et de type R, car ce sont ces connexions qui possèdent le comportement le plus prometteur (§ 3.3.4). D'autres types de connexion par adhérence pourraient être étudiés de manière similaire.

## 5.4.2 Notations et représentation des résultats

Pour illustrer au mieux l'influence des différents paramètres sur la résistance  $v_R$  et la relation  $v$ - $s$  des connexions par adhérence, différentes notations et modes de représentation graphique des résultats ont été employés. Si cette manière de faire nuit à l'homogénéité du texte, elle permet en revanche de mieux expliquer les différents résultats.

Les notations  $v_R$  et  $\tau_R$  sont utilisées respectivement pour la résistance à l'effort rasant de la connexion et pour la contrainte moyenne de cisaillement à la rupture. Les notations  $v_{R,1}$  et  $v_{R,2}$  (de même que  $\tau_{R,1}$  et  $\tau_{R,2}$ ) sont utilisées pour la résistance à l'effort rasant (pour la contrainte moyenne de cisaillement à la rupture) des parties «connecteur» et «aile» respectivement.

Aussi souvent que cela est possible, les résultats sont présentés sous la forme d'un rapport, par exemple entre  $\tau_R$  et une valeur de référence de  $\tau_R$ . De la même manière, les courbes  $v$ - $s$  sont représentées à l'aide du rapport  $v/v_R$ , de manière à pouvoir comparer le comportement de plusieurs connexions dont les résistances  $v_R$  sont différentes.

## 5.4.3 Position de la surface de rupture

Par hypothèse, le modèle mécanique ne considère que des ruptures passant par les interfaces. Les ruptures internes au coulis de ciment ou au béton sont donc exclues. Cette hypothèse est garantie en exigeant une résistance minimale du coulis de ciment et du béton et en prescrivant des dispositions constructives particulières (sect. 7.2). Si ces conditions sont assurées, la surface de rupture passe par les interfaces et peut donc être déterminée à l'aide du modèle mécanique.

### Connexions de type R

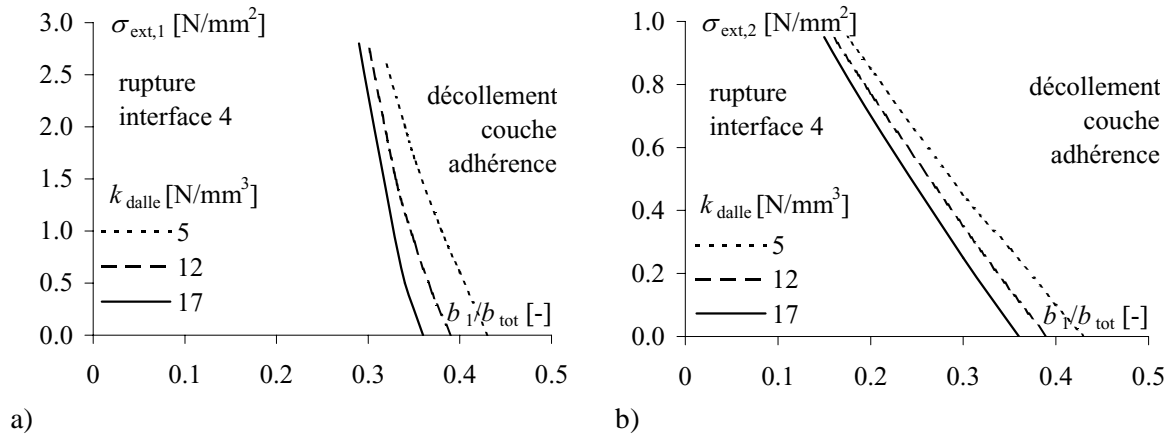
La surface de rupture passe par la moins résistante des interfaces 1 et 3 (figure 5.2). Conformément à l'équation (5.13), la contrainte normale est égale sur les deux interface conjuguées d'une partie de connexion. Comme illustré à la figure 3.9, la résistance de l'interface de type BR-H est, à contrainte normale égale, supérieure à celle de type R1-H. L'interface 1 (tôle striée - coulis de ciment sur le connecteur) est donc déterminante. Les simulations du modèle mécanique confirment cette conclusion: la surface de rupture passe par l'interface 1 dans les connexions de type R.

### Connexions de type RH

La surface de rupture passe par la moins résistante des interfaces 1 et 3 d'une part ainsi que par la moins résistante des interfaces 2 et 4 d'autre part, comme cela peut être déduit de la figure 5.6. Conformément à l'équation (5.13), la contrainte normale est égale sur les deux interface conjuguées d'une partie de connexion. Comme illustré à la figure 3.9, la résistance de l'interface de type H-H est, à contrainte normale égale, supérieure à celle de type BR-H, qui est elle-même supérieure à celle de type R1-H. Les interfaces 1 (tôle striée - coulis de ciment) et 4 (béton - coulis de ciment) sont donc déterminantes. Les simulations du modèle mécanique confirment cette conclusion: de manière générale, la surface de rupture passe par l'interface 1 le long du connecteur et le long de l'interface 4 le long de l'aile.

Les seules exceptions à cette conclusion sont les situations dans lesquelles une rupture par décollement de la couche d'adhérence est observée. Ce type de rupture a été observé dans les essais de cisaillement direct et dans les essais *push-out*. Une telle rupture se produit pour une contrainte de cisaillement  $\tau_{\max,2}$  indépendante de  $\sigma$  et valant approximativement  $\tau_{\max,2} = e_2 = 5.5 \text{ N/mm}^2$  (figure 4.16, critère  $F_2$ ).

A l'aide du modèle mécanique, il est possible de déterminer pour quelles valeurs des paramètres une telle rupture va se produire. La figure 5.21 a) illustre les plages de valeurs des paramètres  $b_1/(b_1 + b_2) = b_1/b_{\text{tot}}$  et  $\sigma_{\text{ext},1}$  conduisant à une rupture de la couche d'adhérence en fonction de  $k_{\text{dalle}}$  ( $\sigma_{\text{ext},2} = 0$ ), alors que la figure 5.21 b) contient la même information mais pour les paramètres  $b_1/b_{\text{tot}}$  et  $\sigma_{\text{ext},2}$  en fonction de  $k_{\text{dalle}}$  ( $\sigma_{\text{ext},1} = 0$ ). Les connexions dont les caractéristiques les situent à gauche des courbes ont une surface de rupture qui passe le long de l'aile par l'interface 4 (béton - coulis de ciment), alors que les connexions dont les caractéristiques les situent à droite des courbes atteignent la rupture le long de l'aile par décollement de la couche d'adhérence. Les valeurs maximales de  $\sigma_{\text{ext},1} = 3.0 \text{ N/mm}^2$  et de  $\sigma_{\text{ext},2} = 1.0 \text{ N/mm}^2$  ont été déterminées en calculant les contraintes maximales probables sous l'effet des charges de longue durée appliquées après réalisation de la connexion. La géométrie du pont a été choisie d'après [Jaunin 1996].



**Figure 5.21** - Plage de paramètres pour lesquels une rupture par décollement de la couche d'adhérence est observée, en fonction de  $k_{\text{dalle}}$ , a)  $b_1/b_{\text{tot}}$  et  $\sigma_{\text{ext},1}$ , b)  $b_1/b_{\text{tot}}$  et  $\sigma_{\text{ext},2}$

La figure 5.21 montre que le décollement de la couche d'adhérence se produit d'autant plus facilement que:

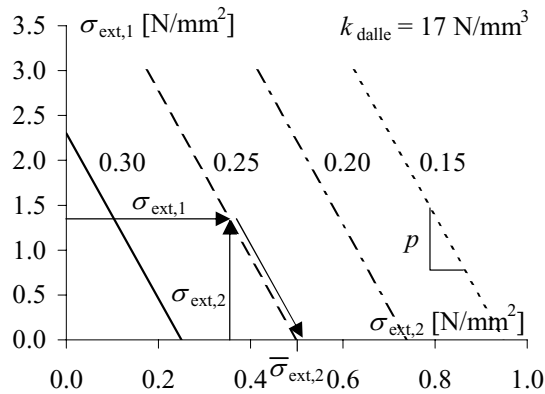
- les contraintes  $\sigma_{\text{ext},i}$  sont élevées,
- le rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  est élevé,
- et dans une moindre mesure que la rigidité  $k_{\text{dalle}}$  est élevée.

Ces phénomènes sont tous dus à une augmentation de la contrainte  $\sigma_2$  qui, en vertu de la relation (5.9), conduit à une rupture par décollement de la couche d'adhérence lorsque  $\tau_{\max,2} = e_2 = 5.5 \text{ N/mm}^2$ . Les raisons pour lesquelles  $\sigma_2$  augmente avec l'augmentation de  $\sigma_{\text{ext},i}$ , de  $b_1/b_{\text{tot}}$  ou encore de  $k_{\text{dalle}}$  sont les suivantes:

- Lorsque  $\sigma_{\text{ext},1}$  et/ou  $k_{\text{dalle}}$  sont élevées, la rigidité des interfaces situées sur le connecteur reste importante pour de grandes valeurs du glissement  $s$ . Par conséquent, selon la relation (5.11), la contrainte  $\tau_{\text{imp},1}$  est également élevée, ce qui engendre une importante contrainte  $\sigma_2$  (équation (5.13)).
- Lorsque  $\sigma_{\text{ext},2}$  et/ou  $b_1/b_{\text{tot}}$  sont élevés, la contrainte  $\sigma_2$  est également élevée conformément à la relation (5.13).

Lorsqu'un décollement de la couche d'adhérence est observé, la résistance de la connexion est atteinte pour une contrainte de cisaillement sur l'aile constante  $e_2 = 5.5 \text{ N/mm}^2$ . L'augmentation du confinement de l'aile ne permet pas de mobiliser une contrainte de cisaillement plus importante. La résistance de la connexion est alors pratiquement indépendante du confinement ou de la contrainte appliquée.

L'effet de contraintes  $\sigma_{\text{ext},1}$  et  $\sigma_{\text{ext},2}$  appliquées simultanément peut être simulé à l'aide du modèle mécanique. L'analyse des résultats de ces simulations montre que le critère de rupture par décollement de la couche d'adhérence peut être exprimé de manière conservatrice, pour une valeur donnée de la rigidité  $k_{\text{dalle}}$  et du rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$ , en fonction d'une combinaison linéaire des contraintes  $\sigma_{\text{ext},1}$  et  $\sigma_{\text{ext},2}$ . Cette valeur dépend naturellement de  $k_{\text{dalle}}$  et de  $b_1/b_{\text{tot}}$ . La figure 5.22 illustre ce critère de rupture dans le cas d'une rigidité de dalle  $k_{\text{dalle}} = 17 \text{ N/mm}^3$  et pour quatre valeurs du rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$ . Les points situés à droite des droites correspondent à des ruptures par décollement de la couche d'adhérence. Les points situés à gauche des droites correspondent à des ruptures dans l'interface béton - coulis de ciment. Des représentations semblables peuvent être obtenues pour d'autres valeurs de  $k_{\text{dalle}}$ . Il est intéressant de relever que quelles que soient les valeurs de  $k_{\text{dalle}}$  et de  $b_1/b_{\text{tot}}$ , la pente des droites dans le plan  $\sigma_{\text{ext},1} - \sigma_{\text{ext},2}$  est constante et vaut  $p = -2.3/0.25$ .



**Figure 5.22** - Critère de rupture conservateur par décollement de la couche d'adhérence en fonction du rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  et pour  $k_{\text{dalle}} = 17 \text{ N/mm}^3$

Comme cela est illustré sur la figure 5.22, il est possible de définir, à partir de  $\sigma_{\text{ext},1}$  et  $\sigma_{\text{ext},2}$ , une contrainte  $\bar{\sigma}_{\text{ext},2}$  fictive dont l'effet, en terme de décollement de la couche d'adhérence, est équivalent à l'effet globale des contraintes  $\sigma_{\text{ext},1}$  et  $\sigma_{\text{ext},2}$ . Cette contrainte est définie de la manière suivante:

$$\bar{\sigma}_{\text{ext},2} = \sigma_{\text{ext},2} - \frac{\sigma_{\text{ext},1}}{p} = \sigma_{\text{ext},2} + \frac{0.25 \sigma_{\text{ext},1}}{2.3} \quad (5.17)$$

L'utilisation de cette nouvelle variable permet de définir la position de la surface de rupture lorsque la connexion est soumise à l'action simultanée des contraintes  $\sigma_{\text{ext},1}$  et  $\sigma_{\text{ext},2}$  en utilisant la figure 5.21 b). Il suffit pour cela de remplacer  $\sigma_{\text{ext},2}$  par  $\bar{\sigma}_{\text{ext},2}$  sur l'abscisse de cette figure.

### Synthèse

- **Connexions de type R:** La surface de rupture passe par l'interface 1 (tôle striée - coulis de ciment).
- **Connexions de type RH:** La surface de rupture passe par l'interface 1 (tôle striée - coulis de ciment) le long du connecteur et par l'interface 4 (béton - coulis de ciment) le long de l'aile. En fonction des valeurs des paramètres  $b_1/b_{\text{tot}}$ ,  $\sigma_{\text{ext},i}$  et  $k_{\text{dalle}}$ , la rupture peut également se produire par décollement de la couche d'adhérence sur l'aile (figure 5.21, figure 5.22). Dans ce cas, la résistance de la connexion devient pratiquement indépendante du confinement et de la contrainte  $\sigma_{\text{ext},2}$ .

## 5.4.4 Largeurs des interfaces

### Connexions de type R

Pour cette connexion où seule la surface du connecteur participe à la résistance, la résistance de la connexion  $v_R$  à l'effort rasant est proportionnelle à la largeur  $b_1$ . Ce résultat, conforme à la logique, n'appelle aucun commentaire particulier.

## Connexions de type RH

La résistance  $v_R$  est proportionnelle à la largeur  $b_{\text{tot}} = b_1 + b_2$ . Les simulations effectuées à l'aide du modèle mécanique invalident l'hypothèse émise lors des essais push-out: il n'existe pas d'effet de taille lié à la largeur des interfaces.

La figure 5.23 a) illustre les effets d'une variation du rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  sur la résistance  $\tau_R$  des connexions de type RH pour différentes rigidités  $k_{\text{dalle}}$ . L'ordonnée de ce graphique porte le rapport  $\tau_R / \tau_R(b_1 = 0)$ .  $\tau_R(b_1 = 0)$  est la contrainte de cisaillement à la rupture pour une connexion dont la largeur  $b_1$  est nulle. Les résultats représentés sur ce graphique sont obtenus avec  $\sigma_{\text{ext},i} = 0$ .

Lorsque  $b_1 = 0$ , la résistance est égale à celle de l'interface BR-H sur l'aile sans confinement, soit  $\tau_R = c_4 = 0.94 \text{ N/mm}^2$  si  $\sigma_{\text{ext},2} = 0$  (tableau 5.2). Lorsque le rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  est petit, la résistance  $\tau_R$  est faible car deux effets complémentaires se superposent:

- Le confinement du connecteur sur l'aile est faible, donc la contrainte  $\tau_{R,2}$  est également faible.
- Comme la largeur  $b_1$  est faible, la contrainte  $\tau_{R,1}$ , qui est élevée grâce au confinement élevé de l'aile sur le connecteur, n'influence que peu la contrainte moyenne  $\tau_R$ .

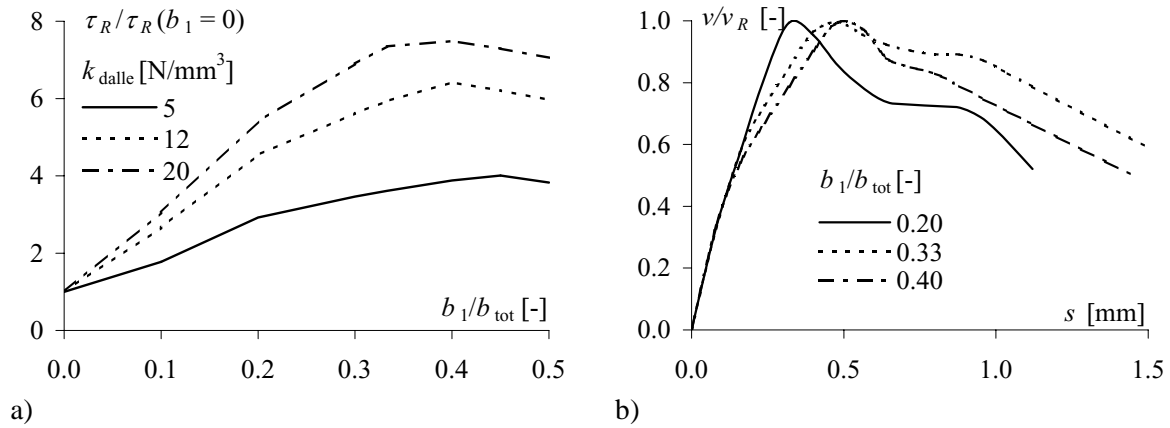
Lorsque le rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  devient grand, la contrainte  $\tau_R$  augmente et cela de manière d'autant plus marquée que la rigidité de la dalle est élevée. Comme cela a été mis en évidence au paragraphe 5.4.3, un décollement de la couche d'adhérence se produit lorsque  $b_1/b_{\text{tot}} > 0.4$  environ, ce qui limite la résistance  $\tau_{R,2}$ . Ce phénomène se traduit par la baisse du rapport  $\tau_R / \tau_R(b_1 = 0)$  lorsque  $b_1/b_{\text{tot}} > 0.4$  environ. Lorsque  $b_2 = 0$ , la connexion est de type R: l'aile ne possède pas de résistance propre et ne produit aucun confinement sur le connecteur.

Il existe donc un optimum pour le rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  en ce qui concerne la résistance de la connexion. Il se situe environ à  $b_1/b_{\text{tot}} = 0.4$  pour une rigidité  $k_{\text{dalle}} = 12 \text{ N/mm}^3$ . De manière générale, la résistance  $\tau_R$  maximale est atteinte pour un rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  aussi grand que possible ne provoquant pas la rupture par décollement de la couche d'adhérence. Plus  $k_{\text{dalle}}$  est élevée, plus la valeur optimale de ce rapport est faible, conformément aux résultats illustrés à la figure 5.21.

Comme le rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  modifie le confinement mutuel des parties de connexion l'une sur l'autre, et que le confinement permet la ductilité, il influence également la ductilité de la connexion, comme illustré à la figure 5.23 b) ( $k_{\text{dalle}} = 12 \text{ N/mm}^3$ ,  $\sigma_{\text{ext},i} = 0$ ). On observe que plus  $b_1/b_{\text{tot}}$  est élevé, plus la ductilité est importante, pour autant que la rupture ne se produise pas par décollement de la couche d'adhérence. Dans ce cas ( $b_1/b_{\text{tot}} = 0.4$  sur la figure 5.23 b)), la rupture redevient plus fragile. Lorsque  $b_1/b_{\text{tot}} = 1.0$  (connexion de type R sans surface résistante sur l'aile), la ductilité est maximale, comme cela a déjà été relevé à la figure 5.16.

Les mêmes effets peuvent être observés avec des valeurs non nulles de  $\sigma_{\text{ext},i}$ . Toutefois, pour ne pas alourdir le texte, ils ne sont pas représentés ici.

Relevons enfin que, pour une hauteur de dalle donnée, une augmentation de  $b_1$ , qui représente une augmentation de la hauteur du connecteur, induit une diminution de l'épaisseur de la dalle dans le prolongement du connecteur, et donc une diminution de la rigidité  $k_{\text{dalle}}$ . L'influence de  $k_{\text{dalle}}$  sur  $v_R$  est discutée au paragraphe 5.4.6.



**Figure 5.23** - Influence du rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  sur le comportement de la connexion, a) résistance, b) ductilité

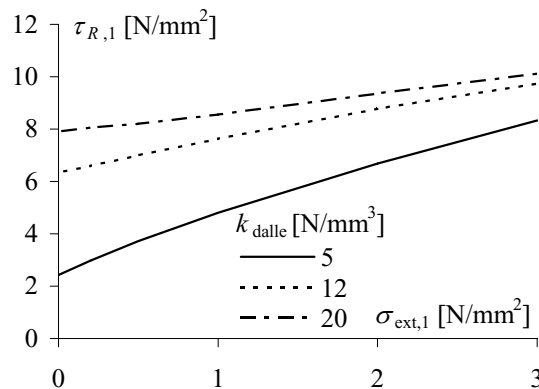
### Synthèse

- **Connexions de type R:** La résistance est proportionnelle à la largeur  $b_1$ .
- **Connexions de type RH:** La résistance est proportionnelle à la largeur totale  $b_{\text{tot}} = b_1 + b_2$  pour un rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  donné. Il n'existe donc aucun effet de taille lié à la largeur des interfaces. La variation de ce rapport a une forte influence tant sur la résistance  $\tau_R = v_R/b_{\text{tot}}$  que sur la ductilité de la connexion. La résistance et la ductilité sont d'autant plus grandes que le rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  est élevé, pour autant que la rupture ne se produise pas par décollement de la couche d'adhérence.

## 5.4.5 Contraintes normales extérieures

### Connexions de type R

Une contrainte  $\sigma_{\text{ext},1}$  de compression a un effet favorable à la résistance de la connexion, comme cela peut être observé sur la figure 5.24. En effet, cette contrainte permet d'augmenter la résistance  $\tau_{\text{max}}$  des deux interfaces situées sur le connecteur (critère de rupture, sect. 4.4) et par conséquent d'augmenter en proportion la résistance de la connexion. Toutefois, l'augmentation de la contrainte  $\tau_{R,1}$  avec  $\sigma_{\text{ext},1}$  n'est pas la même quelle que soit la rigidité  $k_{\text{dalle}}$ : lorsque  $k_{\text{dalle}}$  est petite, la dépendance entre  $\tau_{R,1}$  et  $\sigma_{\text{ext},1}$  est forte, alors que lorsque  $k_{\text{dalle}}$  est grande, la dépendance est plus faible. La pente  $\Delta\tau_{R,1}/\Delta\sigma_{\text{ext},1}$  varie ainsi entre 0.8 et 2.2 pour les valeurs des paramètres représentées à la figure 5.24. En l'absence de contrainte normale et avec  $k_{\text{dalle}} = 0$ , la résistance de la connexion vaut  $\tau_{R,1} = c_1 = 0.93 \text{ N/mm}^2$  (tableau 5.2), soit la résistance de l'interface 1 sans contrainte normale.



**Figure 5.24** - Influence de la contrainte normale  $\sigma_{\text{ext},1}$  sur la résistance de la connexion en fonction de la rigidité de la dalle  $k_{\text{dalle}}$

## Connexions de type RH

La figure 5.25 a) représente l'effet de la contrainte  $\sigma_{\text{ext},1}$  sur la résistance de la connexion, exprimée par le rapport entre la contrainte moyenne à la rupture  $\tau_R$  et la même contrainte  $\tau_R$  lorsque  $\sigma_{\text{ext},1} = 0$ . On observe que la résistance augmente avec la contrainte  $\sigma_{\text{ext},1}$  et cela de manière d'autant plus marquée que la rigidité de la dalle est faible.

La figure 5.25 b) illustre l'effet de la contrainte  $\sigma_{\text{ext},1}$  sur le comportement de la connexion, et en particulier sur la ductilité ( $k_{\text{dalle}} = 12 \text{ N/mm}^3$ ,  $\sigma_{\text{ext},2} = 0$ ,  $b_1/b_{\text{tot}} = 0.33$ ). De manière générale, cette influence est faible. Cela est dû au fait que c'est la partie de connexion «aile» qui atteint la rupture en premier. La variation de l'effort rasant avec le glissement dépend donc principalement des conditions de confinement des interfaces situées sur l'aile, et non de celles situées sur le connecteur. Lorsque la rupture se produit par décollement de la couche d'adhérence ( $\sigma_{\text{ext},1} = 2.0 \text{ N/mm}^2$ ), la rupture est plus fragile que lorsqu'elle se produit dans l'interface 4. Une contrainte  $\sigma_{\text{ext},1}$  élevée peut donc avoir un effet défavorable sur la ductilité de la connexion de type RH.

L'influence de la contrainte extérieure  $\sigma_{\text{ext},1}$  sur les contraintes  $\tau_{R,1}$  et  $\tau_{R,2}$  est illustrée à la figure 5.26 pour deux rigidités  $k_{\text{dalle}}$  différentes et pour des rapports  $b_1/b_{\text{tot}}$  allant de 0.2 à 0.4. Sur cette figure  $\sigma_{\text{ext},2} = 0$ .

Cette figure montre que sous l'effet d'une contrainte  $\sigma_{\text{ext},1}$ , non seulement la contrainte  $\tau_{R,1}$  augmente, mais également, bien que dans une moindre mesure, la contrainte  $\tau_{R,2}$ . L'effet de  $\sigma_{\text{ext},1}$  sur  $\tau_{R,1}$  est parfaitement conforme à l'intuition. En revanche, l'influence de  $\sigma_{\text{ext},1}$  sur  $\tau_{R,2}$  est moins intuitive. Cette influence est due au fait que  $\sigma_{\text{ext},1}$  augmente  $\tau_{\text{max},1}$  et  $\tau_{\text{max},3}$ , ce qui a pour effet de maintenir les interfaces 1 et 3 plus longtemps dans le domaine élastique. Leur rigidité, et donc leur effet de confinement sur l'aile, s'en trouve accrue. Ce confinement indirect de l'aile permet une augmentation de la contrainte de cisaillement dans les interfaces 2 et 4.

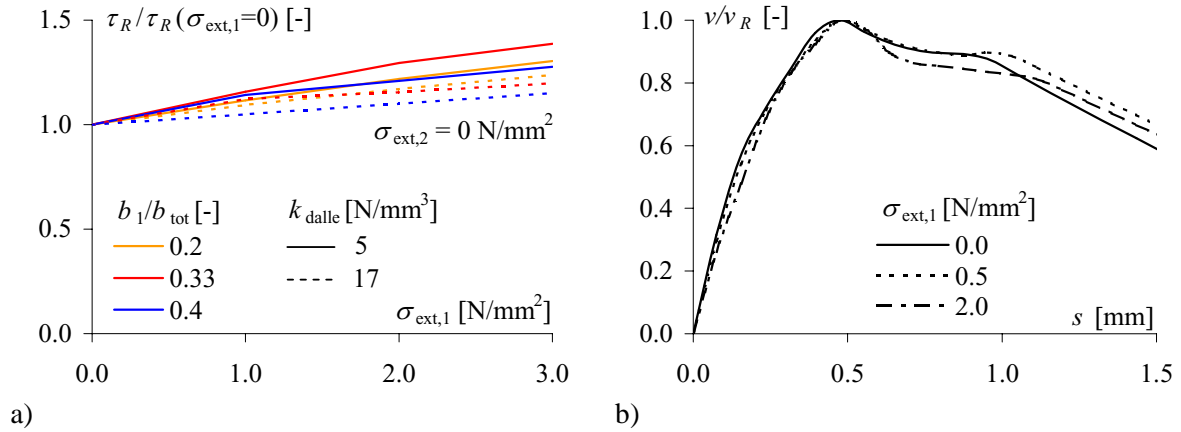
La contrainte  $\tau_{R,2}$  reste constante indépendamment de  $\sigma_{\text{ext},1}$  lorsque la rupture le long de l'aile se produit par décollement de la couche d'adhérence, ce qui est le cas ici pour  $b_1/b_{\text{tot}} = 0.4$ .

L'influence de  $\sigma_{\text{ext},1}$  sur les résistances  $\tau_{R,1}$  et  $\tau_{R,2}$  est d'autant plus marquée que la rigidité de la dalle  $k_{\text{dalle}}$  et que le rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  sont faibles.

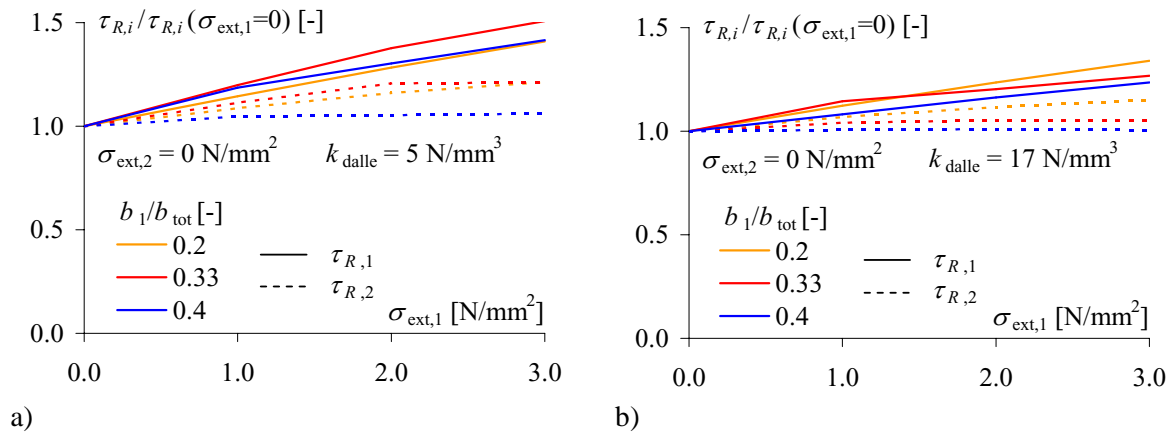
La figure 5.27 a) illustre l'effet de la contrainte normale  $\sigma_{\text{ext},2}$  sur la résistance de la connexion. L'effet de  $\sigma_{\text{ext},2}$  sur  $\tau_R$  est plus marqué que l'effet de  $\sigma_{\text{ext},1}$ , car ce sont les interfaces situées sur l'aile, et non celles situées sur le connecteur, qui initient la rupture. Lorsque  $\sigma_{\text{ext},2}$  devient trop importante, la surface de rupture change de position et un décollement de la couche d'adhérence se produit (figure 5.21 b)). Dans ce cas, la contrainte  $\sigma_{\text{ext},2}$  n'a plus qu'un effet négligeable, voire *défavorable*, sur la résistance. Il est donc nécessaire, pour éviter les ruptures par décollement de la couche d'adhérence, de limiter la valeur de  $\sigma_{\text{ext},2}$ .

La figure 5.27 b) représente l'influence de la contrainte normale  $\sigma_{\text{ext},2}$  sur le comportement de la connexion, et en particulier sur sa ductilité. L'influence de  $\sigma_{\text{ext},2}$  sur la ductilité est faible. En effet,  $\sigma_{\text{ext},2}$  ne modifie pas la pente post-rupture de la loi constitutive des interfaces. Pour améliorer la ductilité, il faut favoriser un comportement durcissant (sect. 4.5), soit un confinement variable qui augmente avec l'écartement des interfaces. Un tel effet peut cependant difficilement être obtenu sur les interfaces de la partie «aile» de la connexion. Relevons encore que, comme dans le cas de la contrainte  $\sigma_{\text{ext},1}$ , une contrainte  $\sigma_{\text{ext},2}$  trop élevée conduit à la rupture par décollement de la couche d'adhérence, ce qui entraîne une rupture moins ductile que dans le cas d'une rupture dans l'interface 4.

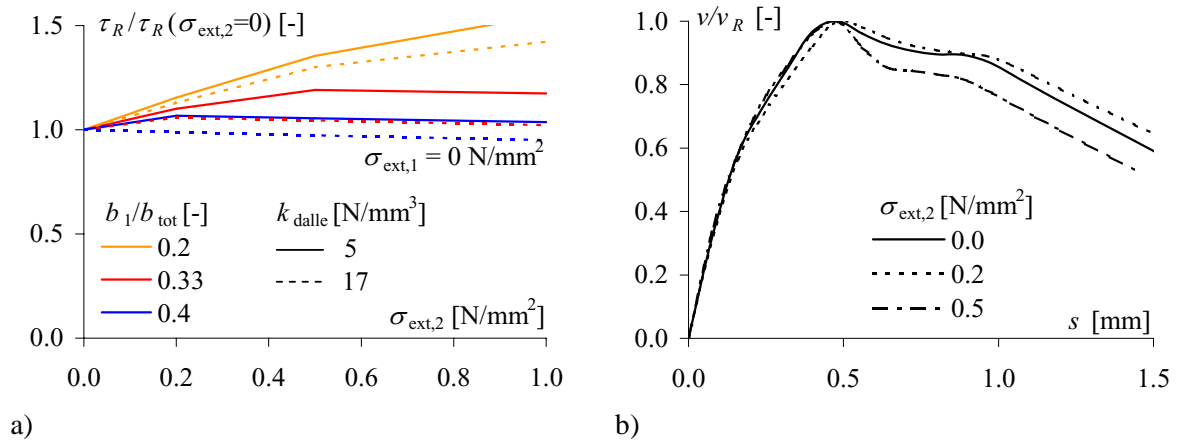




**Figure 5.25 - Influence de la contrainte normale  $\sigma_{ext,1}$  sur le comportement de la connexion, a) résistance, b) ductilité**



**Figure 5.26 - Influence des contraintes  $\sigma_{ext,1}$  sur  $\tau_{R,1}$  et  $\tau_{R,2}$ , a)  $k_{dalle} = 5$  N/mm<sup>3</sup>, b)  $k_{dalle} = 17$  N/mm<sup>3</sup>**

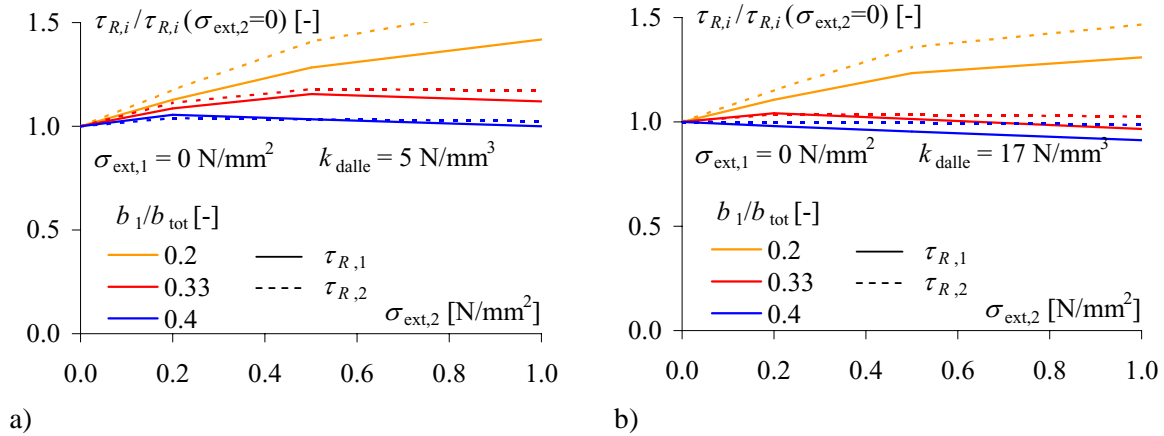


**Figure 5.27 - Influence de la contrainte normale  $\sigma_{ext,2}$  sur le comportement de la connexion, a) résistance, b) ductilité**

La figure 5.28 illustre l'influence de la contrainte extérieure  $\sigma_{ext,2}$  sur les contraintes  $\tau_{R,1}$  et  $\tau_{R,2}$  pour deux rigidités  $k_{dalle}$  différentes en fonction du rapport  $b_1/b_{tot}$ . Sur cette figure  $\sigma_{ext,1} = 0$ . Il est manifeste que la variation de  $\tau_{R,2}$  avec  $\sigma_{ext,2}$  n'est pas constante, mais qu'elle dépend au contraire du rapport  $b_1/b_{tot}$ , de la contrainte  $\sigma_{ext,2}$  et dans une moindre mesure de la rigidité  $k_{dalle}$ . De plus, il apparaît qu'une

contrainte de compression  $\sigma_{\text{ext},2}$  peut *réduire* la résistance de la connexion en provoquant la rupture par décollement de la couche d'adhérence. Si ce type de rupture est exclu de l'analyse, la pente  $\Delta\tau_{R,2}/\Delta\sigma_{\text{ext},2}$  varie entre 0.4 et 0.9 pour les valeurs des paramètres représentées à la figure 5.28. Elle est d'autant plus grande que la rigidité de la dalle  $k_{\text{dalle}}$ , que la contrainte  $\sigma_{\text{ext},2}$  et que le rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  sont faibles.

La contrainte  $\tau_{R,1}$  est influencée, là aussi indirectement, par la contrainte  $\sigma_{\text{ext},2}$ . Les tendances relevées au sujet de  $\tau_{R,2}$  sont très semblables pour  $\tau_{R,1}$ , bien qu'elles soient ici moins marquées.



**Figure 5.28** - Influence des contraintes  $\sigma_{\text{ext},2}$  sur  $\tau_{R,1}$  et  $\tau_{R,2}$ , a)  $k_{\text{dalle}} = 5 \text{ N/mm}^3$ , b)  $k_{\text{dalle}} = 17 \text{ N/mm}^3$

La résistance de la partie «connecteur» peut donc être expliquée en grande partie par l'effet de la contrainte  $\sigma_{\text{ext},1}$ , mais également, bien que de manière moins marquée, par l'effet de la contrainte  $\sigma_{\text{ext},2}$ . De manière analogue, la résistance de la partie «aile» peut donc être expliquée en grande partie par l'effet de la contrainte  $\sigma_{\text{ext},2}$ , mais également, bien que de manière moins marquée, par l'effet de la contrainte  $\sigma_{\text{ext},1}$ .

### Synthèse

- **Connexions de type R:** La contrainte  $\sigma_{\text{ext},1}$  a un effet favorable sur la résistance de la connexion (de l'interface 1), et cela de manière d'autant plus marquée que la rigidité de la dalle  $k_{\text{dalle}}$  est faible. La pente  $\Delta\tau_R/\Delta\sigma_{\text{ext},1}$  varie entre 0.8 et 2.2 pour les valeurs des paramètres représentées à la figure 5.24. En l'absence de contrainte normale extérieure et de confinement de la dalle, la résistance vaut  $\tau_R = c_1 = 0.93 \text{ N/mm}^2$ .
- **Connexions de type RH:** La résistance propre de chaque interface  $\tau_{R,i}$  est fortement influencée par la contrainte normale  $\sigma_{\text{ext},i}$  agissant sur l'interface. Ces contraintes influencent également, bien qu'indirectement seulement par le biais du confinement mutuel entre les deux parties de connexion, la résistance des interfaces situées sur l'autre partie de la connexion.  
La résistance de l'interface 4 (béton - coulis de ciment le long de l'aile) dans une connexion par adhérence dépend de la contrainte  $\sigma_{\text{ext},2}$ . La pente  $\Delta\tau_{R,2}/\Delta\sigma_{\text{ext},2}$  varie entre 0.4 et 0.9 pour les valeurs des paramètres représentées à la figure 5.28. Il est d'autant plus grand que la rigidité de la dalle  $k_{\text{dalle}}$ , que la contrainte  $\sigma_{\text{ext},2}$  et que le rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  sont faibles.

## 5.4.6 Rigidité de la dalle

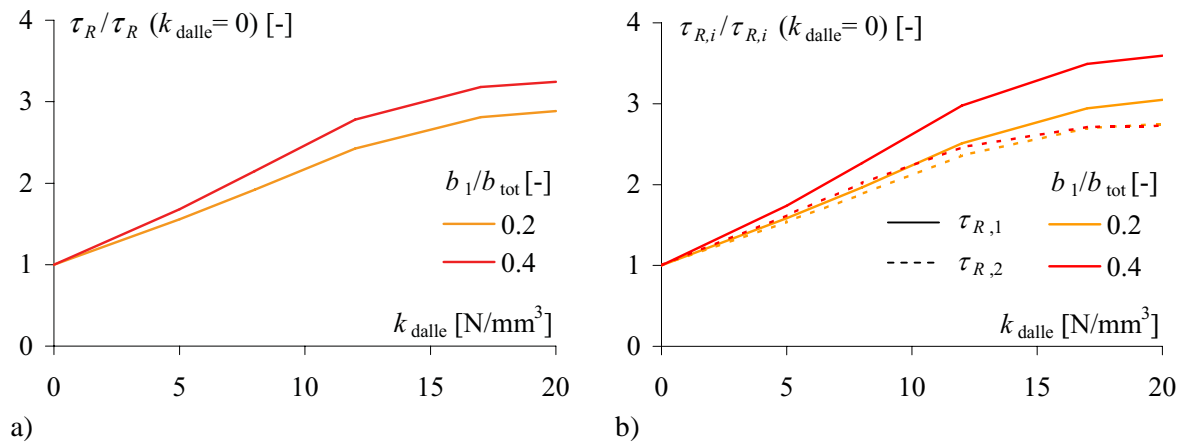
### Connexions de type R

L'influence de la rigidité de la dalle  $k_{\text{dalle}}$  sur la résistance des connexions de type R a été présentée à la figure 5.24. Cette figure montre que la résistance croît avec l'augmentation de  $k_{\text{dalle}}$ . Cela met en évidence le fait que la dalle crée une contrainte normale sur la connexion par effet de confinement. Plus la contrainte  $\sigma_{\text{ext},1}$  est faible, plus l'influence de  $k_{\text{dalle}}$  sur la résistance est marquée.

Le comportement post-rupture durcissant caractéristique de ce type de connexion, fortement influencé par la rigidité de la dalle, a été présenté au paragraphe 5.3.5.

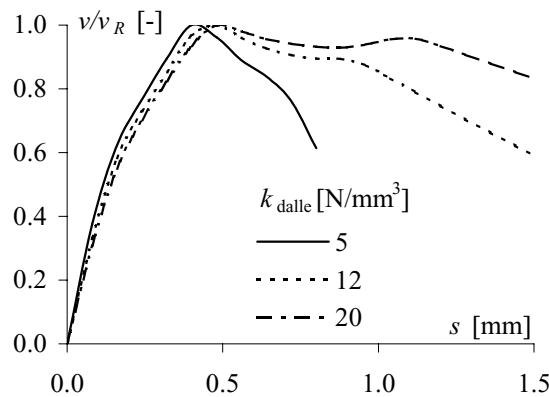
### Connexions de type RH

La figure 5.29 a) illustre la variation de la résistance de la connexion de type RH en fonction de la rigidité de la dalle, et cela pour deux valeurs du rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$ . Plus la dalle est rigide, plus la résistance de la connexion augmente. L'influence du rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  est peu marquée. La figure 5.29 b) illustre la variation des contraintes  $\tau_{R,1}$  et  $\tau_{R,2}$  en fonction de la rigidité de la dalle, à nouveau pour deux valeurs du rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$ . On constate que la contrainte  $\tau_{R,1}$  est plus sensible à une variation de la rigidité de la dalle que la contrainte  $\tau_{R,2}$ . Toutefois, la différence entre l'évolution de  $\tau_{R,1}$  et de  $\tau_{R,2}$  est faible. Ceci peut s'expliquer par le fait que la dalle exerce un effet de confinement direct sur le connecteur, mais également un effet indirect sur l'aile. En effet, lorsque le connecteur est fortement confiné, les interfaces 1 et 3 restent plus longtemps dans le domaine élastique qui est rigide et qui confine donc mieux l'aile. Ce phénomène est très semblable à l'effet de la contrainte  $\sigma_{\text{ext},1}$  décrit au paragraphe 5.4.5 et montre que la résistance de la connexion de type RH doit une grande partie de sa résistance à l'interaction entre les deux parties de la connexion.



**Figure 5.29 - Influence de  $k_{\text{dalle}}$  sur la résistance de la connexion en fonction du rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$**   
a) contrainte  $\tau_R$  b) contraintes  $\tau_{R,i}$

La figure 5.30 illustre l'effet d'une variation de  $k_{\text{dalle}}$  sur le comportement de la connexion, et en particulier sur son comportement post-rupture. Cette figure montre que plus  $k_{\text{dalle}}$  est élevée, plus le comportement post-rupture est ductile. Ceci est dû à l'effet de confinement que procure la dalle et qui favorise un comportement post-rupture durcissant (sect. 4.5).



**Figure 5.30 - Influence de  $k_{\text{dalle}}$  sur le comportement de la connexion**

Durant les essais *push-out*, une variation sous-proportionnelle de la résistance en fonction de la taille de l'éprouvette avait été observée. L'hypothèse d'un effet de taille avait alors été émise. Il a été constaté dans le paragraphe 5.4.4 qu'un tel effet de taille n'existe pas. En revanche, et comme cela a été montré dans le tableau 5.3, la rigidité  $k_{\text{dalle}}$  des dalles en béton des différentes éprouvettes n'est pas identique. Ce sont ces rigidités  $k_{\text{dalle}}$  différentes qui expliquent une variation de la contrainte  $\tau_R$  dans les essais *push-out* en fonction de la taille de l'éprouvette (taille 33, 66 ou 100). En effet,  $k_{\text{dalle}}$  est plus grande pour les éprouvettes de taille 33 que pour celles de taille 100. Conformément à la figure 5.29 a), sa résistance  $\tau_R$  est donc également plus importante.

### Synthèse

- **Connexions de type R:** La résistance croît avec l'augmentation de  $k_{\text{dalle}}$ , et cela de manière d'autant plus marquée que la contrainte  $\sigma_{\text{ext},1}$  est faible.
- **Connexions de type RH:** La rigidité de la dalle influence la résistance de la connexion. Cette influence est directe sur la partie «connecteur» et indirecte, par augmentation du confinement du connecteur sur l'aile, sur la partie «aile». La rigidité de la dalle est par ailleurs responsable de la variation sous-proportionnelle de la résistance avec la taille de l'éprouvette observée durant les essais *push-out*. Une rigidité élevée de la dalle influence favorablement le comportement post-rupture de la connexion (ductilité accrue).

### 5.4.7 Synthèse

L'étude paramétrique a permis de quantifier l'influence des différents paramètres sur la résistance et le comportement des connexions de type R et de type RH. Elle a en particulier mis en évidence la forte interaction entre les deux parties de connexions, l'aile et le connecteur, par le biais du rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  qui permet de caractériser leur confinement mutuel. En outre, cette étude a permis de montrer l'influence des contraintes extérieures et de la rigidité de la dalle sur la résistance de la connexion.

Les principales conclusions de l'étude paramétrique sont présentées ci-dessous pour les connexions de type R d'abord et ensuite pour celles de type RH.

#### Connexions de type R

- La surface de rupture passe par l'interface tôle striée - coulis de ciment (interface 1).
- La résistance  $v_R$  est proportionnelle à la largeur de l'interface  $b_1$ . Il n'existe donc pas d'effet de taille lié à la largeur des interfaces.
- La résistance est liée au critère de rupture de l'interface 1, mais la proportionnalité entre  $\tau_{R,1}$  et  $\sigma_{\text{ext},1}$  n'est pas constante; elle dépend de  $\sigma_{\text{ext},1}$  et de la rigidité de la dalle  $k_{\text{dalle}}$ . Elle vaut au minimum 0.8 pour les valeurs des paramètres considérées dans l'étude paramétrique.

#### Connexions de type RH

- La surface de rupture passe par l'interface tôle striée - coulis de ciment sur le connecteur (interface 1) et par l'interface béton - coulis de ciment sur l'aile (interface 4). Certaines combinaisons de paramètres créent toutefois une rupture par décollement de la couche d'adhérence sur l'aile (interface 2), qui se traduit par une diminution de la contrainte moyenne à la rupture  $\tau_R$ .
- La largeur  $b_i$  de chaque interface influence naturellement sa résistance. La relation entre la largeur  $b_{\text{tot}}$  et la résistance de la connexion  $v_R$  est linéaire pour un rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  donné. Il n'existe donc pas d'effet de taille lié à la largeur des interfaces.
- La résistance  $v_R$  peut être expliquée d'une part par la résistance propre des interfaces et d'autre part par la résistance due à l'interaction complexe entre les deux parties de la connexion. Cette interaction est caractérisée en particulier par le rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  ainsi que par la rigidité de la dalle  $k_{\text{dalle}}$ .
- La résistance propre de chaque interface  $\tau_{R,i}$  est fortement influencée par la contrainte normale  $\sigma_{\text{ext},i}$  agissant sur l'interface. Ces contraintes influencent également, bien qu'indirectement seulement par le biais du confinement mutuel entre les deux parties de connexion, la résistance des interfaces situées sur l'autre partie de la connexion.

- La résistance de l'interface 4 (béton - coulis de ciment le long de l'aile) dans une connexion par adhérence peut être prédite par une relation semblable au critère de rupture de cette interface mais dont la valeur du coefficient  $d_4$  (tableau 5.2, interface BR-H) dépend des autres paramètres. La valeur minimale du rapport  $\Delta\tau_{R,2}/\Delta\sigma_{\text{ext},2}$  vaut 0.4 pour la plage de paramètres considérée et en excluant les ruptures par décollement de la couche d'adhérence.
- La rigidité de la dalle  $k_{\text{dalle}}$  influence directement la résistance de la partie «connecteur» et indirectement, par le biais du confinement mutuel entre les deux parties de la connexion, la résistance de la partie «aile».
- La rigidité de la dalle est responsable de la variation sous-proportionnelle de la résistance avec la taille de l'éprouvette observée durant les essais *push-out* (§ 3.3.3).
- Une rigidité de dalle élevée favorise un comportement post-rupture ductile.

Les conclusions de l'étude paramétrique vont servir à proposer une méthode de calcul simplifiée pour la résistance des connexions par adhérence de type R et RH (section 5.5) ainsi qu'à fournir des recommandations pour la conception des connexions par adhérence (section 7.2).

## 5.5 MÉTHODE DE CALCUL SIMPLIFIÉE

### 5.5.1 But et bases de la méthode

La méthode de calcul simplifiée présentée dans cette section permet de déterminer de manière conservatrice la résistance à l'effort rasant  $v_R$  d'une connexion par adhérence de type R ou RH. Par rapport à la réalité complexe due au confinement et à la contrainte normale variable agissant sur les interfaces et nécessitant un calcul incrémental, cette méthode simplifiée permet, moyennant quelques hypothèses conservatrices, un calcul direct. Ce calcul est effectué en considérant un état de contrainte et de déformation à la rupture fictif mais équivalent à l'état réel. La méthode simplifiée est basée sur:

- les lois de comportement des interfaces, et plus particulièrement sur les critères de rupture (sect. 4.4),
- les simulations effectuées avec le modèle mécanique, et plus particulièrement sur les résultats de l'étude paramétrique (sect. 5.4).

### 5.5.2 Paramètres retenus et limites de validité de la méthode

Les paramètres retenus pour le développement d'une méthode de calcul simplifiée sont ceux qui ont une influence significative sur les prédictions du modèle, soit:

- les largeurs des interfaces  $b_1$  et  $b_2$ ,
- le rapport  $b_1/b_{\text{tot}} = b_1/(b_1 + b_2)$ ,
- les contraintes normales extérieures  $\sigma_{\text{ext},1}$  et  $\sigma_{\text{ext},2}$  ( $\sigma > 0$  représente une compression),
- la rigidité de la dalle  $k_{\text{dalle}}$ ,
- les critères de rupture des interfaces.

La méthode de calcul simplifiée n'est valable que dans les limites suivantes:

- la connexion est de type R (tôle striée) ou RH (tôle striée avec couche d'adhérence sur l'aile),
- les caractéristiques des interfaces sont telles que décrites dans la section 3.3, en particulier en ce qui concerne la rugosité des surfaces en béton, les tôles striées et la couche d'adhérence utilisées,
- la largeur  $b_2$  de la surface résistante sur l'aile est soit nulle (connexion de type R) soit supérieure à  $b_1$  (connexion de type RH),
- la contrainte  $\sigma_{\text{ext},1}$  est comprise entre 0.0 et 3.0 N/mm<sup>2</sup> et la contrainte  $\sigma_{\text{ext},2}$  est comprise entre 0.0 et 1.0 N/mm<sup>2</sup>,
- la rigidité de la dalle  $k_{\text{dalle}}$  est comprise entre 5 et 20 N/mm<sup>3</sup>,
- le coulis de ciment est suffisamment résistant pour que la rupture se produise dans les interfaces et non dans le coulis de ciment; pratiquement, cette condition est respectée si  $f_c > 80$  N/mm<sup>2</sup>,
- des dispositions sont prises pour éviter la rupture dans le béton de la dalle (étriers, résistance  $f_c$ ), conformément aux indications de la section 7.2,

- pour les connexions de type RH, la combinaison des paramètres  $b_1/b_{\text{tot}}$ ,  $\sigma_{\text{ext},1}$ ,  $\sigma_{\text{ext},2}$  et  $k_{\text{dalle}}$  est telle que la rupture ne se produit pas par décollement de la couche d'adhérence sur l'aile (§ 5.5.3).

### 5.5.3 Décollement de la couche d'adhérence

Le décollement de la couche d'adhérence dans les connexions de type RH provoque une rupture fragile de la connexion. De plus, ce type de rupture modifie sensiblement le comportement de la connexion, comme cela a été mis en évidence dans l'étude paramétrique. En effet, l'influence de certains paramètres sur la résistance  $v_R$  peut être inversé suivant le mode de rupture de la connexion le long de l'aile.

Il est naturellement possible de développer une méthode de calcul prenant en compte ce phénomène. Il est toutefois nécessaire pour ce faire de prendre en compte de nombreux paramètres et combinaisons de paramètres. Cela alourdit la démarche et complique le calcul, ce qui va à contresens du but recherché qui est de disposer d'une méthode de calcul simple, utilisable par les ingénieurs praticiens dans un temps de calcul raisonnable. Par ailleurs, l'exclusion du domaine de validité des combinaisons de paramètres conduisant à la rupture par décollement de la couche d'adhérence n'a pas de conséquences trop lourdes pour les applications pratiques, puisqu'il s'agit principalement des connexions avec un rapport  $b_1/b_{\text{tot}}$  élevé ( $> 0.35$  environ) et sur lesquelles agissent des contraintes  $\sigma_{\text{ext},2}$  importantes ( $> 0.5 \text{ N/mm}^2$  environ). Or ces combinaisons de paramètres sont peu fréquentes en pratique.

Par conséquent, sont exclues du domaine de validité les connexions de type RH pour lesquelles les paramètres conduisent à la rupture par décollement de la couche d'adhérence. Ces combinaisons peuvent être déterminées graphiquement à l'aide de la figure 5.31 et de l'équation (5.18). Cette représentation permet de considérer la présence simultanée des contraintes  $\sigma_{\text{ext},1}$  et  $\sigma_{\text{ext},2}$ .

$$\bar{\sigma}_{\text{ext},2} = \sigma_{\text{ext},2} + \frac{0.25 \sigma_{\text{ext},1}}{2.3} \quad (5.18)$$

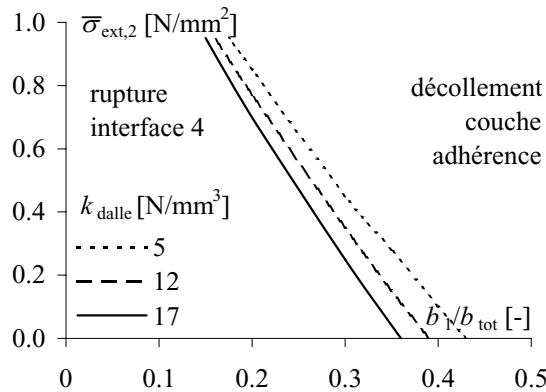


Figure 5.31 - Combinaison de paramètres pour lesquels un décollement de la couche d'adhérence est observé

### 5.5.4 Connexions de type R

La résistance  $v_R$  d'une connexion de type R se calcule de manière simplifiée à l'aide de la relation (5.19) comme le produit de la largeur de l'interface  $b_1$  par la contrainte de cisaillement à la rupture  $\tau_{R,1}$ . Le calcul de  $\tau_{R,1}$  est très semblable au critère de rupture de l'interface tôle striée - coulis de ciment (interface 1) puisque c'est là que se produit la rupture dans les connexions de type R (§ 5.4.3).

$$v_R = v_{R,1} = b_1 \tau_{R,1} = b_1 (c_{R,1} + d_{R,1} (\sigma_{\text{ext},1} + k_{\text{dalle}} u_{\text{conn}})) \quad (5.19)$$

- $v_R$  : résistance à l'effort rasant de la connexion (type R)
- $v_{R,1}$  : résistance à l'effort rasant de l'interface 1 (tôle striée - coulis de ciment)
- $\tau_{R,1}$  : contrainte de cisaillement à la rupture dans l'interface 1

- $c_{R,1}$  : contrainte de cisaillement à la rupture dans l'interface 1 en l'absence de confinement et de contrainte normale,  $c_{R,1} = c_1 = 0.93 \text{ N/mm}^2$  (tableau 5.2)  
 $d_{R,1}$  : coefficient exprimant la proportionnalité entre  $\Delta\tau_{R,1}$  et  $\Delta\sigma_1$ ,  $d_{R,1} = 0.8$  [-]  
 $k_{\text{dalle}}$  : rigidité de la dalle en béton, calculée à l'aide de la relation (5.14)  
 $u_{\text{conn}}$  : écartement équivalent des interfaces perpendiculairement au connecteur au moment de la rupture

Le paramètre  $d_{R,1}$  varie en réalité entre 0.8 et 2.2, comme cela a été démontré lors de l'étude paramétrique (§ 5.4.5). La valeur de 0.8 est retenue puisqu'il s'agit du facteur de proportionnalité minimal. Une plus forte dépendance entre  $\tau_R$  et  $\sigma_{\text{ext},1}$  est prise en compte par le paramètre  $u_{\text{conn}}$ .

Ce paramètre permet de tenir compte de la cinématique de déformation d'un système *équivalent* au moment de la rupture, soit ayant la même résistance qu le système réel. Multiplié par la rigidité de la dalle, cet écartement fournit la contrainte normale *équivalente* due au confinement de la dalle sur le connecteur. Cette contrainte s'ajoute à une éventuelle contrainte  $\sigma_{\text{ext},1}$ .

On parle de contrainte équivalente pour  $\sigma_{\text{ext},1} + k_{\text{dalle}} u_{\text{conn}}$ , de même qu'on parle d'écartement équivalent pour  $u_{\text{conn}}$ , car ces grandeurs ne correspondent pas aux valeurs réellement observables au moment de la rupture. En effet, comme cela a été démontré au paragraphe 5.3.5 et est illustré à la figure 5.32, l'état de contrainte et de déformation réel  $u_{\text{réel}}$  ne peut pas être déduit du critère de rupture puisqu'à la rupture de la connexion la contrainte  $\tau_R$  n'est *pas* égale à  $\tau_{\text{max}}$ . La relation (5.19) est pourtant basée sur cette égalité, et fait donc référence à un état de contrainte et de déformation fictif mais équivalent à l'état réel - puisque correspondant à la même résistance  $\tau_R$  - dans lequel la rupture se produit lorsque  $\tau = \tau_{\text{max}}$ .

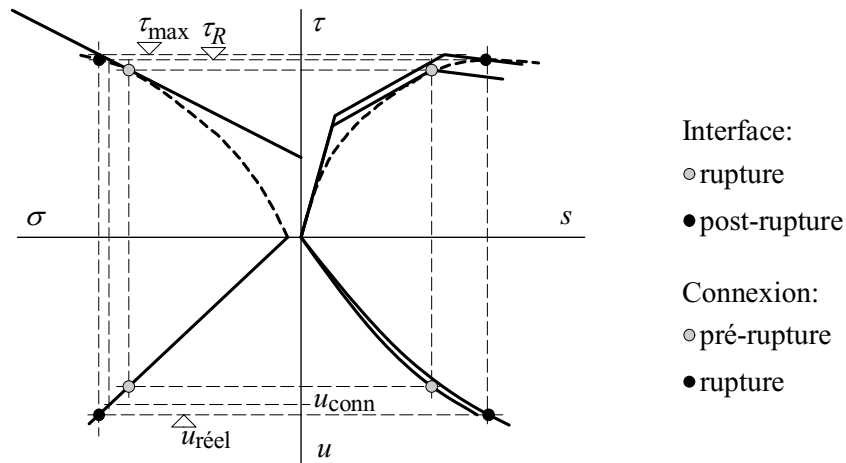


Figure 5.32 - Ecartement réel  $u_{\text{réel}}$  et équivalent  $u_{\text{conn}}$  à la rupture

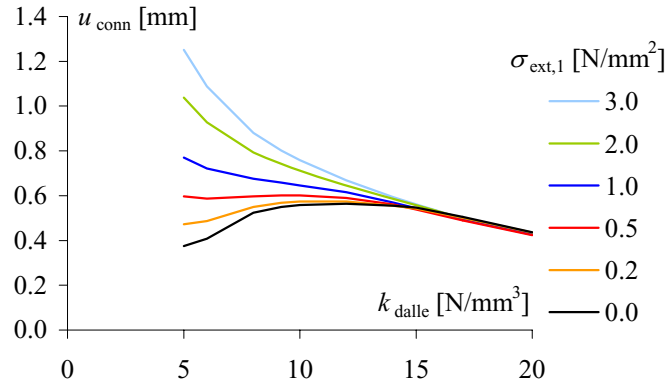
La valeur de l'écartement  $u_{\text{conn}}$  a été calculée en comparant les prédictions du modèle mécanique avec celles de la relation (5.19):

$$u_{\text{conn}} = \frac{1}{k_{\text{dalle}}} \left[ \frac{v_{R, \text{mod mec}} - c_{R,1} b_1}{b_1 d_{R,1}} - \sigma_{\text{ext},1} \right] \quad (5.20)$$

$v_{R, \text{mod mec}}$ : résistance à l'effort rasant calculée à l'aide du modèle mécanique

La figure 5.33 illustre la valeur de l'écartement équivalent  $u_{\text{conn}}$  en fonction de  $k_{\text{dalle}}$  et de  $\sigma_{\text{ext},1}$ . Cette figure montre clairement que pour de grandes valeurs de  $k_{\text{dalle}}$ ,  $u_{\text{conn}}$  ne dépend pas de  $\sigma_{\text{ext},1}$  qui devient négligeable par rapport au produit  $k_{\text{dalle}} u_{\text{conn}}$ . En revanche, pour de petites valeurs de  $k_{\text{dalle}}$ , l'écartement  $u_{\text{conn}}$  dépend fortement de la contrainte  $\sigma_{\text{ext},1}$ , ce qui a déjà été mis en évidence à la figure 5.24.

La résistance calculée à l'aide de la méthode simplifiée pour les connexions de type R est exactement égale à celle prédite par le modèle mécanique. Les valeurs numériques exactes de  $u_{\text{conn}}$  contenues dans la figure 5.33 sont détaillées dans l'annexe B.



**Figure 5.33** - Ecartement à la rupture perpendiculaire au connecteur  $u_{\text{conn}}$  en fonction de la contrainte normale  $\sigma_{\text{ext},1}$

### 5.5.5 Connexions de type RH

La résistance  $v_R$  d'une connexion de type RH se calcule de manière simplifiée à l'aide de la relation (5.21), qui postule que la résistance est due à la somme des résistances propres des deux parties de la connexion multipliée par un coefficient  $\chi$  tenant compte du confinement mutuel entre ces deux parties. Cette relation est justifiée par les conclusions de l'étude paramétrique: la résistance de la connexion peut être expliquée en partie par la résistance propre de ses interfaces, mais une partie de la résistance est due à l'interaction entre l'aile et le connecteur (confinement mutuel).

$$v_R = \chi(v_{R,1} + v_{R,2}) \quad (5.21)$$

- $v_R$  : résistance à l'effort rasant de la connexion (type RH)
- $\chi$  : coefficient de confinement, tenant compte du confinement mutuel entre les deux parties de la connexion
- $v_{R,1}$  : résistance à l'effort rasant de la partie connecteur (interface tôle striée - coulis de ciment)
- $v_{R,2}$  : résistance à l'effort rasant de la partie aile (interface béton - coulis de ciment)

La résistance  $v_{R,1}$  se calcule à l'aide de la relation (5.19) et de la figure 5.33. La résistance  $v_{R,2}$  se calcule à l'aide de la relation (5.22) comme le produit de la largeur de l'interface  $b_2$  par la contrainte de cisaillement à la rupture  $\tau_{R,2}$ . Le calcul de  $\tau_{R,2}$  est très semblable au critère de rupture de l'interface béton - coulis de ciment (interface 4) puisque c'est là que se produit la rupture le long de l'aile dans les connexions de type RH (§ 5.4.3).

$$v_{R,2} = b_2 \tau_{R,2} = b_2(c_{R,4} + d_{R,4} \sigma_{\text{ext},2}) \quad (5.22)$$

- $\tau_{R,2}$  : contrainte de cisaillement à la rupture dans la partie de connexion «aile»
- $c_{R,4}$  : contrainte de cisaillement à la rupture dans l'interface 4 en l'absence de confinement et de contrainte normale,  $c_{R,4} = c_4 = 0.94 \text{ N/mm}^2$  (tableau 5.2)
- $d_{R,4}$  : coefficient exprimant la proportionnalité entre  $\Delta \tau_{R,2}$  et  $\Delta \sigma_2$  dans l'interface 4,  $d_{R,4} = 0.4$  [-]

Le paramètre  $d_{R,4}$  varie entre 0.4 et 0.9 si l'on exclu les ruptures par décollement de la couche d'adhérence (§ 5.4.5). En choisissant la valeur minimale  $d_{R,4} = 0.4$ , une approche conservatrice de l'influence de  $\sigma_{\text{ext},2}$  sur la résistance de l'interface est garantie. Une éventuelle proportionnalité supérieure est prise en compte par le coefficient  $\chi$ .



L'effet du confinement mutuel des deux parties de la connexion est pris en compte à l'aide du coefficient  $\chi$ . Ce coefficient est déterminé à l'aide du modèle mécanique et de la relation (5.23) pour différentes valeurs des paramètres  $b_1/b_{\text{tot}}$ ,  $\sigma_{\text{ext},1}$ ,  $\sigma_{\text{ext},2}$  et  $k_{\text{dalle}}$ .

$$\chi = \frac{\nu_{R, \text{mod mec}}}{\nu_{R,1} + \nu_{R,2}} \quad (5.23)$$

La figure 5.34 illustre l'influence des contraintes  $\sigma_{\text{ext},1}$  et  $\sigma_{\text{ext},2}$  sur  $\chi$  (variation entre 0.0 et 3.0 N/mm<sup>2</sup> pour  $\sigma_{\text{ext},1}$  et entre 0.0 et 1.0 N/mm<sup>2</sup> pour  $\sigma_{\text{ext},2}$ ) lorsque  $k_{\text{dalle}} = 8 \text{ N/mm}^3$ . Cette figure montre que:

- L'effet des contraintes  $\sigma_{\text{ext},i}$  est déjà correctement pris en compte dans les relations (5.19) et (5.22) puisque leur effet sur  $\chi$  est de l'ordre de 10 à 20 % alors que leur effet sur la résistance  $\nu_R$  peut dépasser les 50 %.
- La valeur de  $\chi$  augmente lorsque les contraintes normales agissent en compression et que la combinaison de paramètres ne provoque pas un décollement de la couche d'adhérence. Cela est la conséquence du choix conservateur des coefficients  $d_{R,1}$  et  $d_{R,4}$ .

Des résultats similaires peuvent être obtenus pour d'autres valeurs de  $k_{\text{dalle}}$ . Les contraintes normales  $\sigma_{\text{ext},i}$  en compression peuvent donc être négligées dans la détermination de  $\chi$ . Cette approche est conservatrice car elle revient à sous-estimer la valeur réelle de  $\chi$ , donc de  $\nu_R$ . Des éventuelles contraintes extérieures de traction ne seraient pas prises en compte de manière conservatrice par la méthode simplifiée, puisque les points correspondant à ces cas de charge se trouveraient en-dessous des courbes valables pour  $\sigma_{\text{ext},i} \geq 0$  dans la figure 5.34. C'est la raison pour laquelle le domaine de validité de la méthode simplifiée est limité aux contraintes extérieures nulles ou de compression ( $\sigma_{\text{ext},i} \geq 0$ ).

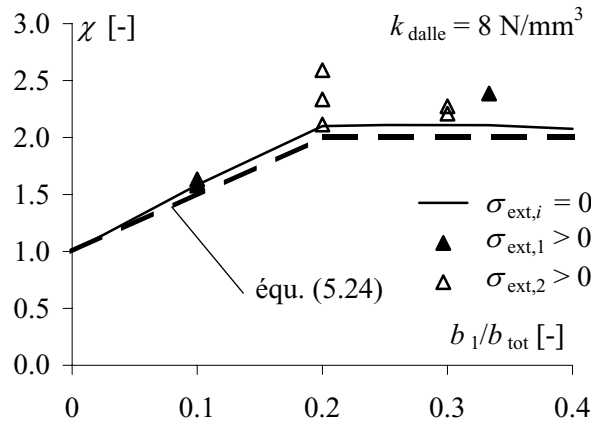


Figure 5.34 - Influence des contraintes  $\sigma_{\text{ext},i}$  sur la valeur de  $\chi$  ( $k_{\text{dalle}} = 8 \text{ N/mm}^3$ )

La figure 5.35 illustre la variation de  $\chi$  en fonction des paramètres  $b_1/b_{\text{tot}}$  et  $k_{\text{dalle}}$ . Les valeurs indiquées sur cette figure constituent la borne inférieure, donc conservatrice, de  $\chi$ , soit les valeurs minimales de  $\chi$  pour  $\sigma_{\text{ext},1}$  variant entre 0 et 3.0 N/mm<sup>2</sup> et  $\sigma_{\text{ext},2}$  variant entre 0 et 1.0 N/mm<sup>2</sup>. Les valeurs numériques exactes de  $\chi$  contenues dans la figure 5.35 sont détaillées dans l'annexe B. Étant donné que les courbes correspondant aux différentes rigidités de dalles sont très proches les unes des autres, le coefficient  $\chi$  peut également être déterminé à l'aide de l'équation suivante, qui correspond à la courbe en traitillés gras sur la figure 5.35. Cette relation est une estimation conservatrice de  $\chi$ .

$$\chi = 1.0 + 5 \frac{b_1}{b_{\text{tot}}} \leq 2.0 \quad (5.24)$$

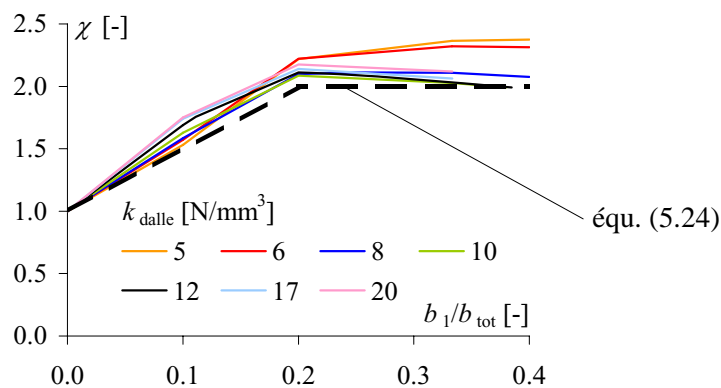


Figure 5.35 - Coefficient de confinement  $\chi$

### 5.5.6 Validation de la méthode

La validation de la méthode de calcul simplifiée s'effectue en comparant ses prédictions avec les résultats des essais *push-out*. Pour cette comparaison, tous les essais sur les connexions de type PRH et PR dont les surfaces en béton étaient suffisamment rugueuses ont été retenus, soit les essais des séries 1 et 4. Trois essais de ces séries – PRH 33-6, PRH 100-4 et PRH 100-5 – ont toutefois été écartés car il s'agit d'essais pour lesquels la rugosité du béton a été jugée localement insuffisante.

La figure 5.36 illustre cette comparaison. L'axe horizontal représente les mesures expérimentales, alors que l'axe vertical représente les calculs effectués à l'aide de la méthode simplifiée. Le traitillé correspond à la bissectrice du cadran. L'alignement des points sur la bissectrice montre que la correspondance entre la méthode simplifiée et les mesures est très bonne. Cette bonne correspondance montre que la méthode simplifiée tient correctement compte des principaux paramètres. La dispersion latérale illustre la variabilité naturelle et liée à la fabrication des éprouvettes de la résistance de ce type de connexion. La bonne correspondance entre les résultats de la méthode simplifiée et les mesures montre également que la méthode simplifiée, bien que conservatrice, ne sous-estime pas excessivement la résistance réelle. De ce point de vue, elle permet un dimensionnement économique.

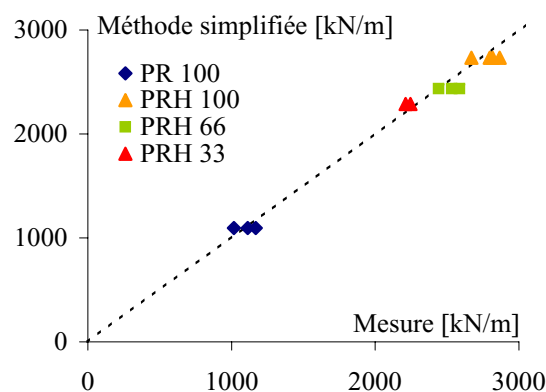


Figure 5.36 - Comparaison entre les mesures et les prédictions de la méthode de calcul simplifiée

Relevons toutefois que la méthode simplifiée, de même que le modèle mécanique décrit à la section 5.3, ne peut être validée qu'avec la gamme de paramètres testés expérimentalement. Des essais plus nombreux, en particulier avec la présence d'une contrainte normale extérieure, permettraient de valider la méthode simplifiée dans toute la plage de validité supposée (§ 5.5.2).

### 5.5.7 Détermination de la résistance caractéristique à l'effort rasant

La méthode de calcul simplifiée présentée ci-dessus est basée sur les valeurs moyennes ou nominales des différentes variables. Elle fournit donc une valeur moyenne de la résistance  $v_R$ , et non une valeur caractéristique  $v_{Rk}$ . Dans ce paragraphe, la méthode proposée dans l'annexe D de l'EC-0 [EC-0 2001] pour déterminer la valeur caractéristique d'un modèle de résistance basé sur des essais est appliquée. Cette méthode prend en compte la dispersion statistique des paramètres du modèle ainsi que l'éventuel écart systématique entre les valeurs mesurées et celles prédites par le modèle de résistance.

La méthode proposée dans l'EC-0 permet de calculer un facteur global multiplicateur  $\eta$  défini de la manière suivante:

$$v_{Rk} = \eta v_R \quad (5.25)$$

Le facteur  $\eta$  est calculé de manière à fournir un fractile 5 % de la résistance. Outre une mesure de l'écart entre les résultats d'essais et les prédictions théoriques du modèle (figure 5.36), le calcul fait intervenir le coefficient de variation des variables physiques du modèle. Dans le cas du modèle de calcul simplifié, il s'agit des largeurs  $b_i$  et de la rigidité de la dalle  $k_{\text{dalle}}$ . Les coefficients de variation des variables du modèle sont des estimations prudentes basées sur les informations statistiques contenues dans [JCSS 2001]. Ils sont présentés dans le tableau 5.7.

**Tableau 5.7 - Coefficients de variation  $V_{X_i}$  utilisés pour le calcul de  $\eta$**

| Paramètre                    | $b_1$ | $b_2$  | $k_{\text{dalle}}$ |
|------------------------------|-------|--------|--------------------|
| Coefficient de variation [-] | 0.01  | 0.0025 | 0.15               |

Le facteur  $\eta$  ainsi obtenu vaut:

$$\eta = 0.79 \cong 0.8 \quad [-]. \quad (5.26)$$

Le calcul de  $v_{Rk}$  peut donc être effectué selon la relation (5.25) avec  $\eta = 0.8$ .  $v_{Rd}$  est ensuite calculée d'après la relation (5.27) avec le facteur de résistance pour les connexions  $\gamma_v = 1.25$  selon l'EC-0 [EC-0 2001].

$$v_{Rd} = \frac{v_{Rk}}{\gamma_v} \quad (5.27)$$

Relevons encore que les contraintes  $\sigma_{\text{ext},i}$ , qui interviennent dans la détermination de la résistance de la connexion, constituent en réalité des sollicitations. Par conséquent, leur variabilité n'est pas introduite dans la détermination de  $\eta$ . En revanche, il convient de retenir une valeur prudente de ces contraintes lors du dimensionnement. Cela peut être effectué en admettant la contrainte de calcul  $\sigma_{\text{ext},d}$  suivante:

$$\sigma_{\text{ext},d} = \gamma_{G,\text{inf}} \sigma_{\text{ext}} \quad (5.28)$$

$\gamma_{G,\text{inf}}$  : valeur minimale du facteur de charge pour les actions de longue durée,  $\gamma_{G,\text{inf}} = 0.80$  selon la norme SIA 260 [SIA-260 2003]

### 5.5.8 Synthèse

Cette section contient la présentation de la méthode de calcul simplifiée développée sur la base du modèle mécanique (sect. 5.3) et des critères de rupture des interfaces (sect. 4.4). Elle permet de déterminer de manière conservatrice la résistance à l'effort tranchant  $v_R$  d'une connexion par adhérence de type R (tôle striée) ou RH (tôle striée et couche d'adhérence sur l'aile). La méthode proposée permet un calcul direct considérant un état de contrainte et de déformation fictif équivalent à l'état réel.

La méthode de calcul simplifiée est basée sur quelques hypothèses simplificatrices, dont en particulier le fait que la rupture ne se produit que dans les interfaces et qu'elle ne survient pas par décollement de la couche d'adhérence. Les conditions nécessaires pour satisfaire ces hypothèses ont été étudiées et clairement précisées (voir en particulier la figure 5.31).

**Pour les connexions de type R**, la résistance  $v_R$  est exprimée par l'équation (5.19), qui se base sur le critère de rupture de l'interface tôle striée - coulis de ciment (interface 1) puisque c'est là que se produit la rupture. La valeur du paramètre  $u_{\text{conn}}$  intervenant dans l'équation (5.19) a été calculée à l'aide du modèle mécanique et peut être déterminée à l'aide de la figure 5.33. La résistance calculée à l'aide de la méthode simplifiée pour les connexions de type R est exactement égale à celle prédite par le modèle mécanique.

**Pour les connexions de type RH**, la résistance  $v_R$  est exprimée par l'équation (5.21), qui se base sur la constatation faite durant l'étude paramétrique que la résistance de ce type de connexion est due en partie à la résistance propre des deux parties de connexion, et en partie au confinement mutuel de ces deux parties, exprimé par le coefficient  $\chi$ . Le calcul de la résistance de la partie «connecteur» est identique à celui de la connexion de type R. Le calcul de la résistance de la partie «aile» est similaire et se base sur le critère de rupture de l'interface béton - coulis de ciment (interface 4) puisque c'est là que se produit la rupture le long de l'aile. La valeur du paramètre  $\chi$  intervenant dans l'équation (5.21) a été calculée à l'aide du modèle mécanique et peut être déterminée à l'aide de la figure 5.35 ou de la relation (5.24). La résistance calculée avec la méthode simplifiée pour les connexions de type RH est une estimation conservatrice de celle prédite par le modèle mécanique.

La méthode de calcul simplifiée a été validée à l'aide des résultats des essais *push-out*. La correspondance entre le méthode simplifiée et les mesures est très bonne. Relevons toutefois que des essais plus nombreux, effectués en particulier en présence d'une contrainte normale extérieure, permettraient de valider la méthode simplifiée dans toute la plage de validité supposée.

Finalement, la résistance caractéristique à l'effort rasant  $v_{Rk}$  (fractile 5 %) a été calculée selon la méthode proposée dans l'EC-0 [EC-0 2001]. Le rapport entre  $v_{Rk}$  et  $v_R$  vaut  $\eta = 0.8$ .

## 5.6 REMARQUES ET CONCLUSIONS

### 5.6.1 Remarques

Certaines remarques peuvent être faites au sujet de la qualité du modèle mécanique et de la méthode de calcul simplifiée. Ces remarques ouvrent des champs de recherches complémentaires sur la modélisation des connexions par adhérence.

- Les lois de comportement des interfaces sont validées pour des contraintes normales s'exerçant sur les interfaces  $\sigma < 2.5$  à  $3.0 \text{ N/mm}^2$ . Or, les simulations à l'aide du modèle mécanique montrent que la contrainte peut atteindre  $\sigma_1 = 4$  à  $5 \text{ N/mm}^2$  sur la partie «connecteur». Il est donc nécessaire de contrôler la limite de validité des lois de comportement par des essais de cisaillement direct complémentaires avec des contraintes normales plus élevées.
- Lorsqu'une interface atteint la rupture, l'interface conjuguée est déchargée élastiquement en suivant le chemin de charge. Autrement dit, la loi constitutive est la même pour la charge et la décharge dans le domaine pré-rupture. Cela est correct si le taux de sollicitation de l'interface est inférieur à environ 66 % (figure 3.12 b)). Sinon, il faudrait tenir compte du comportement élasto-plastique réel et décharger par exemple selon une rigidité élastique  $k_{r1} + k_{r2}$ , avec une déformation résiduelle. Le modèle mécanique ne permet pas actuellement de simuler un tel comportement. Par conséquent, le comportement post-rupture et les cycles de charge-décharge proches de la rupture (endommagement) ne sont simulés que de façon approximative par le modèle mécanique.
- La méthode de calcul simplifiée exclut de son domaine de validité les connexions pour lesquelles une rupture par décollement de la couche d'adhérence est attendue. Cette limitation est peu contraignante pour la pratique. Toutefois, pour l'éviter ou la contourner, il serait nécessaire

- soit d'étendre le domaine de validité à toutes les connexions en apportant des modifications à la méthode de calcul simplifiée,
- soit d'améliorer l'adhérence de cette couche sur l'acier de manière à repousser dans des limites encore moins restrictives les connexions pour lesquelles un tel décollement est observé.

## 5.6.2 Conclusions

Ce chapitre avait pour but de comprendre le fonctionnement des connexions par adhérence, de développer un modèle de calcul qui permette de déterminer la relation entre le glissement dans la connexion et l'effort rasant et de proposer une méthode de calcul simplifiée pour déterminer la résistance des connexions par adhérence. Une étape importante supplémentaire a été effectuée dans ce chapitre avec la réalisation d'une étude paramétrique.

### **Fonctionnement des connexions par adhérence**

Le fonctionnement des connexions par adhérence a été expliqué sur la base du comportement cinématique observé durant les essais *push-out*. En effet, un confinement est mobilisé par les déformations perpendiculaires aux interfaces (écartements) qui se produisent avec le glissement. La résistance des connexions par adhérence est ainsi due:

- à la résistance propre des interfaces qui les composent,
- à la forte interaction entre la partie «connecteur» et la partie «aile», qui crée un confinement mutuel important entre elles et qui provoque des contraintes normales de compression sur les interfaces,
- au confinement exercé par la dalle sur la partie «connecteur» qui provoque également des contraintes normales de compression sur les interfaces.

### **Modèle de calcul (modèle mécanique)**

Sur la base de ce comportement ainsi que des lois de comportement développées au chapitre 4, un modèle dit *mécanique* a été créé qui permet de simuler le comportement charge - glissement des connexions par adhérence. Les hypothèses sur lesquelles est construit le modèle ont été formulées et justifiées. A l'aide d'une approche par éléments finis, une relation simple permettant d'évaluer la rigidité de la dalle en béton autour du connecteur a été proposée. Cette relation permet de tenir compte dans le modèle mécanique du confinement produit par la dalle sur la connexion. Elle permet également d'expliquer l'effet de taille mesuré lors des essais *push-out*.

Le modèle mécanique effectue un calcul par incrément de glissement. Pour chaque pas de calcul, l'état des variables (glissement et écartement dans chaque interface, contraintes normales et de cisaillement) est calculé en fonction des résultats du pas de calcul précédent. Ce type de calcul permet de prendre en compte le comportement non-linéaire des interfaces ainsi que les effets de confinements.

La comparaison des prédictions du modèle mécanique avec les résultats des essais *push-out* montre une excellente correspondance. Le modèle ainsi validé a ensuite permis de conduire une étude de sensibilité dont les résultats indiquent qu'un effort de recherche particulier devrait être entrepris pour affiner la loi constitutive et pour définir avec plus de précision les paramètres de la loi cinématique et du critère de rupture.

### **Etude paramétrique**

L'étude paramétrique a ensuite permis de quantifier l'influence des différents paramètres du modèle sur la résistance et le comportement, notamment la ductilité, des connexions de type R (tôle striée) et RH (tôle striée et couche d'adhérence sur l'aile). Elle a mis en évidence les principaux éléments suivants:

- Il existe une très forte dépendance entre la résistance des deux parties de connexion, qui est en particulier influencée par le rapport des largeurs des interfaces  $b_1/b_{tot}$  et la rigidité de la dalle en béton.
- La surface de rupture passe normalement par l'interface tôle striée - coulis de ciment le long du connecteur (interface 1) et par l'interface béton - coulis de ciment le long de l'aile (interface 4).

Certaines combinaisons de paramètres conduisent toutefois à une rupture fragile par décollement de la couche d'adhérence le long de l'aile. Ces combinaisons de paramètres ont été clairement identifiées.

- L'influence sur la résistance à l'effort rasant des contraintes extérieures de compression agissant sur la connexion est généralement favorable. Toutefois, la dépendance entre la contrainte appliquée et l'augmentation de la résistance n'est pas constante. Les autres paramètres jouant un rôle sur cette dépendance ont été identifiés et la dépendance quantifiée.
- Le comportement post-rupture est essentiellement influencé par la rigidité de la dalle en béton, tant pour les connexions de type R que pour celles de type RH. Cette influence a été expliquée par la notion de comportement durcissant (sect. 4.5).

### **Méthode de calcul simplifiée**

A l'aide des résultats de l'étude paramétrique, une méthode de calcul simplifiée a été développée. Sa forme est inspirée de celle des critères de rupture des interfaces (sect. 4.4). Cette méthode permet de déterminer de manière exacte la résistance à l'effort rasant des connexions de type R et de manière approchée et conservatrice celle des connexions de type RH. La méthode proposée permet un calcul direct non incrémental considérant un état de contraintes et de déformations fictif équivalent, en terme de résistance à l'effort rasant, à l'état réel.

Les conditions nécessaires pour satisfaire les hypothèses émises ont été étudiées et clairement précisées. La méthode de calcul simplifiée a été validée à l'aide des résultats des essais *push-out*. La résistance caractéristique à l'effort rasant  $v_{Rk}$  (fractile 5 %) a été calculée.

## 6 POUTRES MIXTES AVEC CONNEXION PAR ADHÉRENCE

### 6.1 INTRODUCTION

Dans le chapitre 5, un modèle de calcul permettant de déterminer la résistance  $v_R$  des connexions par adhérence a été présenté. En comparant cette résistance avec la valeur de l'effort rasant  $v_E$ , la connexion dans une poutre mixte peut être dimensionnée.

La grandeur de  $v_E$  dépend de plusieurs paramètres liés à la géométrie de la poutre et à la grandeur et disposition des charges. Toutefois, d'autres éléments influencent la grandeur de l'effort rasant:

- Stark [Stark 1989] a montré que la grandeur de la sollicitation dépend de l'état de contrainte et de déformation dans les sections perpendiculaires à l'axe de la poutre. L'effort rasant augmente en effet considérablement en cas de formation d'une rotule plastique par rapport à la valeur déterminée en cas de calcul élastique de la résistance en section.
- Par ailleurs, les redistributions plastiques de l'effort rasant ne sont possibles que grâce à la ductilité et à la capacité de déformation de la connexion.

Pour calculer  $v_E$  il est donc nécessaire de prendre en compte, en plus de la géométrie de la poutre, de la grandeur et de la disposition des charges:

- la méthode de calcul de la résistance en section (élastique ou plastique),
- la possibilité ou non d'une redistribution plastique de l'effort rasant.

Le but du présent chapitre est de définir quelles méthodes de calcul des poutres mixtes avec connexion par adhérence peuvent être utilisées, en tenant compte des particularités des connexions par adhérence. Pour ce faire, différentes combinaisons entre la méthode de calcul de la résistance en section et la méthode de calcul de la distribution de l'effort rasant sont successivement étudiées, comme présenté dans le tableau 6.1. Une méthode de calcul élastique de la distribution de l'effort rasant est présentée dans la section 6.2 dans le cas d'un calcul élastique de la résistance en section et dans la section 6.3 dans le cas d'un calcul plastique de la résistance en section. Les possibilités d'effectuer un calcul plastique de la distribution de l'effort rasant sont présentées et discutées dans la section 6.4. La section 6.5 synthétise les méthodes de calcul proposées pour les poutres mixtes avec connexion par adhérence. Enfin, les conclusions du chapitre sont présentées dans la section 6.6.

**Tableau 6.1 - Structure du chapitre**

| Méthode de calcul de la résistance en section | Méthode de calcul de l'effort rasant |           |
|---|--------------------------------------|-----------|
|   | Elastique                            | Plastique |
| Elastique                                     | sect. 6.2                            | -         |
| Plastique                                     | sect. 6.3                            | sect. 6.4 |

### 6.2 CALCUL ÉLASTIQUE DE LA RÉSISTANCE EN SECTION ET DE LA DISTRIBUTION DE L'EFFORT RASANT

Cette section décrit la méthode de calcul applicable pour déterminer la distribution élastique de l'effort rasant dans le cas d'un calcul élastique de la résistance en section. Ce calcul ne pose aucune difficulté particulière. Les hypothèses les plus importantes dans l'optique des développements de ce chapitre sont les suivantes:

- Les matériaux (acier et béton) ont un comportement infiniment élastique linéaire.
- La connexion possède un comportement linéaire élastique infiniment rigide ( $k_0 \rightarrow \infty$ ) et parfaitement fragile ( $\delta = 0$ ). Les conséquences de cette hypothèse sont qu'aucun glissement dans la connexion et aucune redistribution plastique de l'effort rasant ne peuvent se produire.

La discussion de ces hypothèses est effectuée plus loin. L'effort rasant entre deux sections distantes de  $dx$  correspond à la différence d'effort normal dans la dalle entre les sections et peut être calculé à l'aide de la relation suivante:

$$v_E(x) = \frac{dN_c(x)}{dx} = \sum \frac{V_i(x)S}{I_{bi}n_i} \quad (6.1)$$

- $N_c(x)$  : effort de compression dans la dalle  
 $x$  : distance mesurée le long de l'axe longitudinal de la poutre  
 $V_i(x)$  : effort tranchant dans une poutre mixte dû à une charge  $i$  agissant sur la section mixte  
 $S$  : moment statique de la dalle de largeur  $b_{\text{eff}}$  par rapport à l'axe neutre de la poutre mixte  
 $I_{bi}$  : inertie d'une poutre mixte, calculée avec le coefficient d'équivalence élastique  $n_i$   
 $n_i$  : coefficient d'équivalence élastique (varie en fonction de la durée d'application de la charge créant l'effort  $V_i$ )

A cette valeur de  $v_E$  doivent encore être ajoutés selon le cas les efforts rasants dus:

- à l'introduction de la précontrainte longitudinale et des autres forces horizontales concentrées,
- à la différence de température entre la dalle et la poutre en acier,
- au retrait du béton.

Le calcul de l'effort rasant dû à l'introduction des forces concentrées est traité dans [Johnson 2001] ainsi que, de manière plus simplifiée, dans l'EC-4 partie 2 [EC-4.2 2005]. Le calcul de l'effort rasant dû à la différence de température et au retrait est traité dans [Lebet 2006.1]. Quelques informations sur le calcul de l'effort rasant dû à la différence de température et au retrait du béton se trouvent également dans la section 2.2.

### 6.3 CALCUL PLASTIQUE DE LA RÉSISTANCE EN SECTION ET CALCUL ÉLASTIQUE DE LA DISTRIBUTION DE L'EFFORT RASANT

Cette section décrit la méthode de calcul applicable pour déterminer la distribution élastique de l'effort rasant dans le cas d'un calcul plastique de la résistance en section. Cette méthode de calcul est également basée sur l'hypothèse d'un comportement linéaire élastique infiniment rigide ( $k_0 \rightarrow \infty$ ) et parfaitement fragile ( $\delta = 0$ ) de la connexion. Les conséquences de cette hypothèse sont qu'aucun glissement dans la connexion et aucune redistribution plastique de l'effort rasant ne peuvent se produire.

Tous les calculs, raisonnements et figures présentés dans cette section ont été établis, pour des raisons de clarté et de simplicité, avec l'hypothèse que toutes les charges sont appliquées sur la section mixte, ce qui correspond à un ouvrage étayé au montage. Cette hypothèse n'est en général pas valable pour les ponts mixtes acier-béton. Les principes et résultats présentés restent toutefois valables dans le cas d'un ouvrage non étayé. Les calculs, en particulier la détermination du diagramme  $M_E - N_c$  ainsi que le calcul de  $M_{el}$ , doivent seulement être adaptés en conséquence. [Stark 1989] et [EC-4.2 2005] contiennent des informations à ce sujet.

Dans un premier temps (§ 6.3.1), une méthode analytique permettant de calculer la distribution *simplifiée* de l'effort rasant est présentée. Dans un deuxième temps (§ 6.3.2), la distribution *réelle* de l'effort rasant est étudiée à l'aide d'un modèle numérique. Ensuite (§ 6.3.3), une comparaison entre les distributions fournies par les deux modèles est effectuée pour pouvoir déterminer si la méthode analytique simplifiée est conservatrice ou non. Enfin (§ 6.3.4), la méthode de calcul proposée est synthétisée.

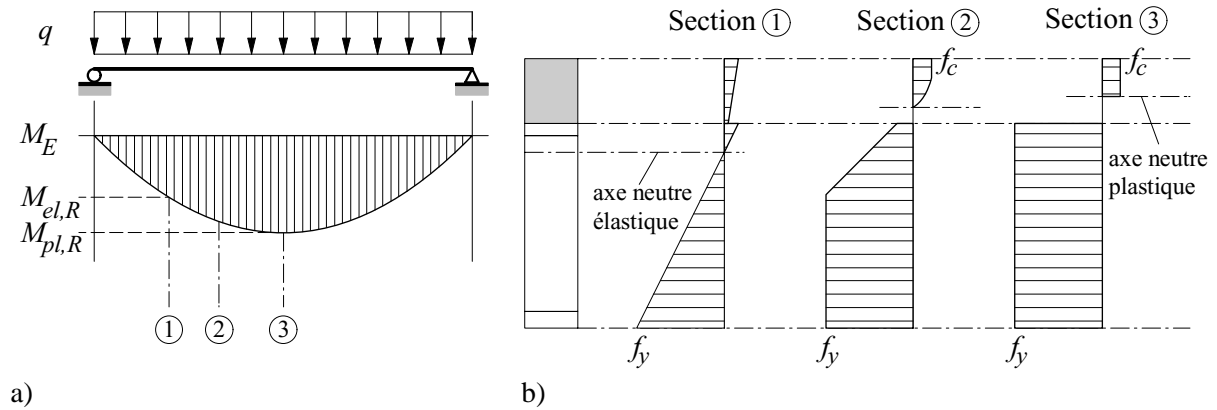
#### 6.3.1 Distribution simplifiée de l'effort rasant - méthode analytique

##### **Contraintes et forces internes en section**

La figure 6.1 b) illustre la distribution des contraintes dans les trois sections indiquées sur la figure 6.1 a). Lorsque le moment de flexion  $M_E$  est plus grand que le moment de résistance élastique de



la section  $M_{el,R}$ , des déformations plastiques se produisent, rendant la deuxième égalité de la relation (6.1) non valable puisque basée entre autres sur l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire des matériaux. Généralement, la plastification de la section sous moment positif s'accompagne également d'un déplacement de l'axe neutre vers le haut.

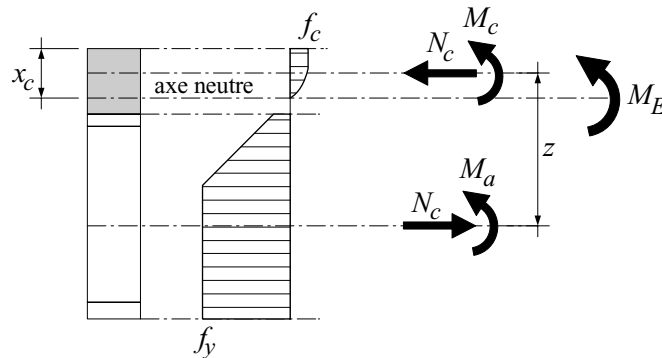


**Figure 6.1** - Distribution des contraintes dans les sections comprises entre  $M_E = M_{el,R}$  et  $M_E = M_{pl,R}$

Le moment de flexion  $M_E$  agissant à l'axe neutre de la section mixte peut être décomposé en une somme de trois termes comme exprimé par l'équation (6.2). Cette décomposition est illustrée à la figure 6.2.

$$M_E = M_a + M_c + N_c z \quad (6.2)$$

- $M_a$  : moment de flexion partiel agissant sur la section en acier
- $M_c$  : moment de flexion partiel agissant sur la section en béton
- $N_c$  : effort de compression agissant dans la dalle en béton (égal à l'effort de traction agissant dans la poutre métallique)
- $z$  : distance entre le centre de gravité de la section en acier et la moitié de la hauteur comprimée  $x_c$  de la dalle en béton



**Figure 6.2** - Décomposition du moment de flexion en forces internes

La figure 6.3 illustre de manière schématique la distribution des forces internes et de l'effort rasant, calculé comme la variation de  $N_c$  par unité de longueur, le long de l'axe de la poutre. Dans les zones A, où  $M_E \leq M_{el,R}$ , les forces internes croissent proportionnellement à  $M_E$ . Comme l'a montré Döinghaus [Döinghaus 2001], dans la zone B où  $M_E > M_{el,R}$  les moments  $M_a$  et  $M_c$  décroissent jusqu'à valoir zéro à mi-travée, alors que le couple  $N_c z$  croît sur-proportionnellement. La force  $N_c$  croît également sur-proportionnellement avec  $M_E$  dans la zone B. La conséquence de cette croissance sur-proportionnelle est une augmentation de l'effort rasant  $v_E$  dans la zone B.

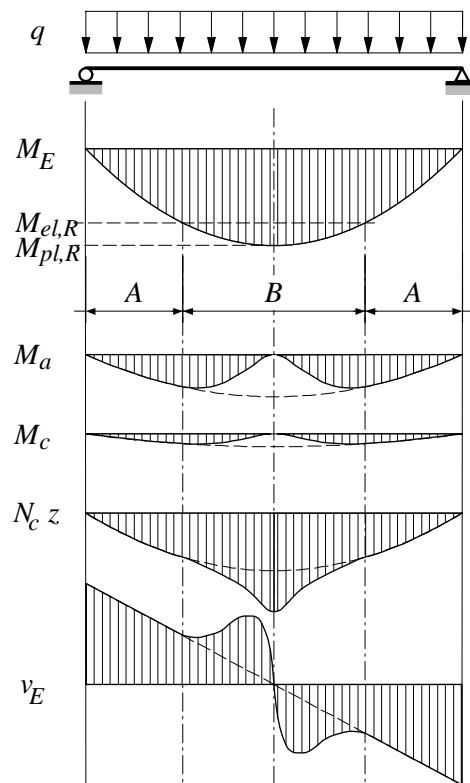


Figure 6.3 - Distribution des forces internes et de l'effort rasant le long de l'axe de la poutre

### Relation entre $M_E$ et $N_c$

La figure 6.4, reproduite d'après [Stark 1989] et [EC-4.1.1 2004], illustre la relation entre le moment de flexion  $M_E$  et l'effort normal correspondant dans la dalle en béton  $N_c$  pour une construction non étayée et une section monolithique, c'est-à-dire dans laquelle aucun glissement ne se produit conformément à l'hypothèse d'une connexion infiniment rigide et non ductile. La relation est linéaire jusqu'à ce que le moment atteigne  $M_{el,R}$ . A ce moment, la croissance de  $N_c$  est sur-proportionnelle par rapport au moment  $M_E$ . Cela se manifeste sur la figure 6.4 par un changement de la pente. La relation réelle entre  $M_E$  et  $N_c$  au-delà de  $M_E = M_{el,R}$ , représentée par un traitillé, est généralement simplifiée par une relation linéaire (trait plein) qui surestime sensiblement l'effort  $N_c$  pour un moment  $M_E$  donné.

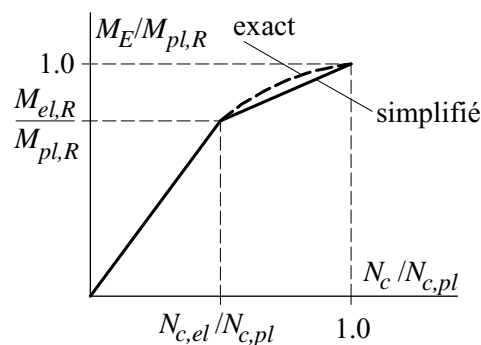


Figure 6.4 - Relation entre moment et effort normal  $N_c$

### Détermination de la distribution de l'effort rasant

La figure 6.4 peut être utilisée pour déterminer la distribution élastique de l'effort rasant le long de l'axe de la poutre. La figure 6.5 contient une représentation de la figure 6.4 avec la relation simplifiée

bilinéaire ainsi que, dans le quart supérieur gauche, la distribution du moment de flexion le long de l'axe de la poutre. A l'aide de ces deux diagrammes, il est possible de déterminer, pour chaque position  $x$  le long de l'axe de la poutre, la valeur de l'effort  $N_c(x)$  dans la dalle en béton, comme illustré dans le quart inférieur droit de la figure 6.5. La relation (6.3) permet de déterminer la distribution de l'effort rasant  $v_E(x)$  par le calcul. Dans cette équation, le terme  $dN_c(x)/dM_E(x)$  peut aisément être déterminé à l'aide de la relation simplifiée entre  $N_c$  et  $M_E$  illustrée à la figure 6.5 dans le quart supérieur droit. La distribution de l'effort rasant  $v_E(x)$  est illustrée à la figure 6.5 dans le quart inférieur gauche par les surfaces hachurées.

$$v_E(x) = \frac{dN_c(x)}{dx} = \frac{dM_E(x)}{dx} \cdot \frac{dN_c(x)}{dM_E(x)} = V(x) \cdot \frac{dN_c(x)}{dM_E(x)} \quad (6.3)$$

$V(x)$  : effort tranchant dans la section  $x$

Pour l'exemple considéré, l'effort rasant maximal ne se produit pas au droit de l'appui ( $x/L = 0$ ), comme cela est le cas lorsque  $M_E \leq M_{el,R}$  sur toute la longueur de la poutre, mais se produit dans la section située à la transition entre le domaine élastique (A) et plastique (B). La distribution de l'effort rasant présentée sur cette figure diffère de celle illustrée à la figure 6.3 car dans la figure 6.5 la relation simplifiée est admise entre  $N_c$  et  $M_E$ , alors que la figure 6.3 tient compte, sur le principe, de la relation exacte entre ces deux grandeurs. Cet effet est discuté plus loin.

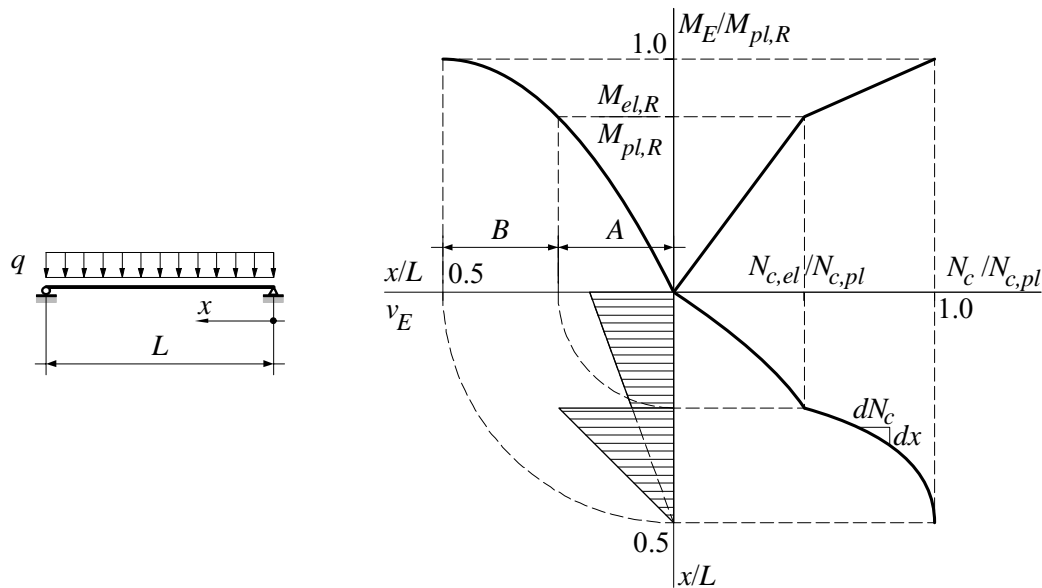


Figure 6.5 - Détermination graphique de l'effort rasant

La détermination de l'effort rasant, en tenant compte de sa croissance sur-proportionnelle due à la plastification de la section de la poutre, nécessite donc la connaissance du diagramme  $M_E - N_c$  (figure 6.4). Grâce à l'hypothèse de la linéarité du tronçon représentant le domaine élasto-plastique de ce diagramme, le diagramme  $M_E - N_c$  est entièrement déterminé par la connaissance de  $M_{el,R}$ ,  $M_{pl,R}$ ,  $N_{c,el}$  et  $N_{c,pl}$ . Ces quatre grandeurs peuvent être aisément calculées à l'aide des équations classiques de la mécanique des structures.

### Relation exacte entre $M_E$ et $N_c$

Les limites de validité de la méthode analytique simplifiée présentée ci-avant sont fixées par la limite de validité des hypothèses sur lesquelles elle est fondée. En particulier, les distributions d'effort rasant calculées selon cette méthode reposent sur l'hypothèse d'un comportement linéaire du segment élasto-plastique entre  $N_{c,el}$  et  $N_{c,pl}$  dans la relation  $M_E - N_c$  (figure 6.4). En réalité, la relation est non linéaire d'une part à cause de la variation du bras de levier des forces internes  $z$  avec le développement

de la plastification en section (figure 6.1) et d'autre part à cause de la rigidité non infinie de la connexion. Bien qu'en pratique ces deux effets ne puissent être totalement dissociés l'un de l'autre, les paragraphes qui suivent abordent ces deux aspects séparément pour plus de clarté.

### Variation du bras de levier des forces internes $z$

La variation du bras de levier des forces internes avec le développement de la plastification est due à la modification de la hauteur de béton comprimée (figure 6.1). Si cet effet est pris en compte, le segment représentant le domaine élasto-plastique de la relation  $M_E - N_c$  n'est pas linéaire mais convexe (figure 6.4). Dans ce cas, la distribution de l'effort rasant dans la zone où  $M_E > M_{el,R}$  peut être fortement modifiée, comme cela est illustré à la figure 6.6. Cette figure compare cette distribution pour trois formes du segment représentant le domaine élasto-plastique: rectiligne, parabolique et enfin une forme quelconque plus convexe que la parabole. L'influence de la forme de ce segment sur la distribution de l'effort rasant est très importante. De plus, il est difficile de prédire, sur la base de ce résultat, si le segment rectiligne simplifié fournit une valeur conservatrice de l'effort rasant maximal. Le même type de diagramme, dans le cas d'une poutre simple chargée ponctuellement à mi-travée, permet de montrer que l'effort rasant maximal peut être plus important en considérant un segment parabolique pour représenter le domaine élasto-plastique de la relation  $M_E - N_c$  qu'en considérant un segment rectiligne. L'hypothèse simplificatrice admise n'est donc pas nécessairement conservatrice. Dans la suite de ce chapitre, une poutre simple chargée ponctuellement à mi-travée est utilisée car c'est dans ce cas de charge que la méthode simplifiée est la moins conservatrice.

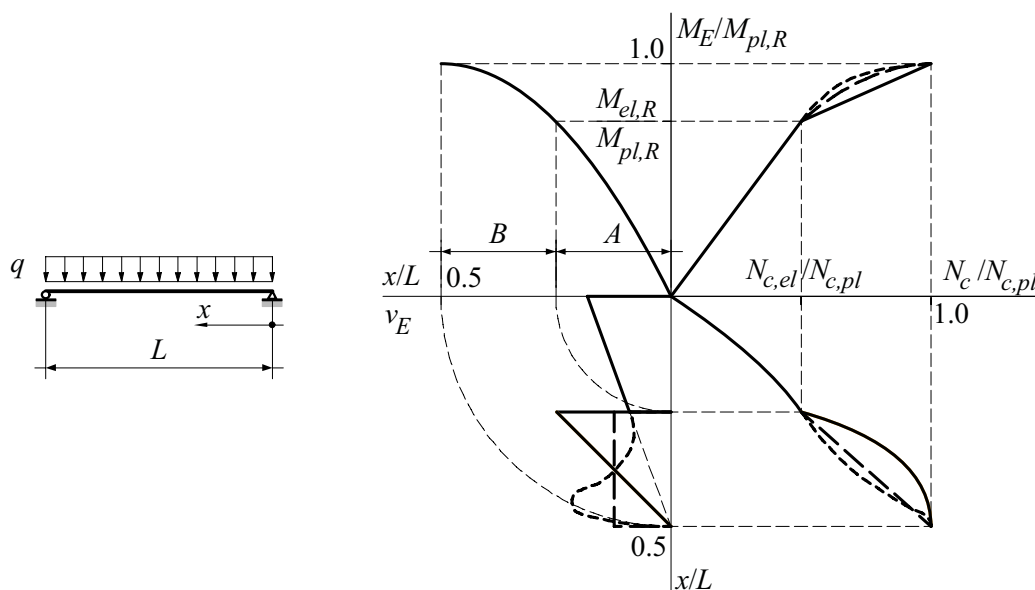


Figure 6.6 - Effet d'un segment non linéaire entre  $N_c = N_{c,el}$  et  $N_c = N_{c,pl}$

### Rigidité finie de la connexion

Si les connecteurs ne sont pas infiniment rigides et fragiles, un glissement se produit à l'interface acier - béton qui permet de légères redistributions de l'effort rasant, en particulier dans les zones où le gradient d'effort rasant est important, soit au droit des charges ponctuelles, des changements de section ou encore dans la section où  $M_E = M_{el,R}$  (figure 6.5). La figure 6.7 illustre de manière qualitative la comparaison entre les distributions de l'effort rasant avec ou sans prise en compte de la souplesse de la connexion. D'une part le pic d'effort est décalé vers le centre de la poutre par la souplesse de la connexion et d'autre part la valeur maximale de l'effort rasant calculé en prenant en compte la souplesse de la connexion est inférieure à la valeur maximale de cet effort en admettant l'hypothèse d'un comportement infiniment rigide.

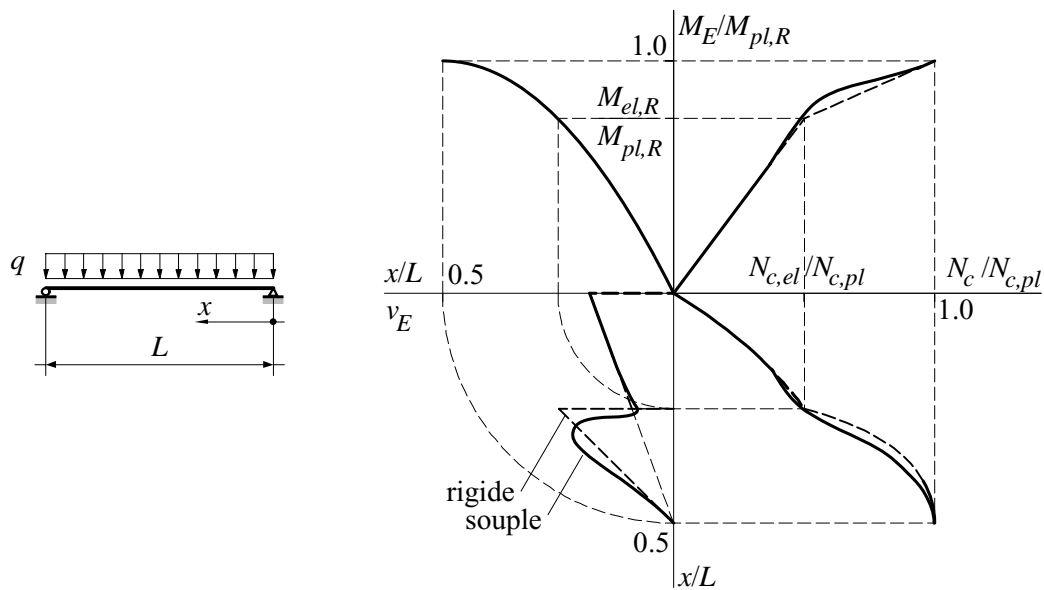


Figure 6.7 - Effet qualitatif de la souplesse des connecteurs sur la distribution de l'effort rasant

## Synthèse

Dans ce paragraphe, une méthode analytique simplifiée permettant de déterminer la distribution élastique de l'effort rasant en cas de calcul plastique de la résistance en section a été présentée. La formation de la rotule plastique conduit à une augmentation localisée mais non négligeable de l'effort rasant. La valeur maximale de l'effort rasant dépend toutefois de l'évolution de l'effort normal dans la dalle dans le domaine élasto-plastique, qui dépend elle-même de la position exacte de l'axe neutre et de la rigidité de la connexion. Ces paramètres ne peuvent que difficilement être pris en compte dans la méthode de calcul simplifiée proposée.

Par conséquent, il est utile de compléter l'étude de la distribution de l'effort rasant par des calculs numériques capables de prédire la distribution réelle de l'effort rasant, de manière à pouvoir comparer les résultats des calculs analytiques avec ceux des simulations numériques. Cette comparaison doit permettre de déterminer si la méthode de calcul analytique simplifiée présentée dans cette section est conservatrice ou non.

### 6.3.2 Modèle numérique

#### Description du modèle numérique

Le modèle utilisé pour calculer la distribution réelle de l'effort rasant dans la poutre est un modèle par éléments finis. La création du modèle est considérablement facilitée par l'emploi d'une macro exécutable dans le logiciel ANSYS [ANSYS Inc.] permettant de générer de manière paramétrique la géométrie, la disposition des charges ainsi que les propriétés des matériaux et de la connexion de poutres mixtes acier - béton. Cette macro a été programmée et mise à disposition par Bärtschi [Bärtschi 2004]. Le calcul numérique est effectué à l'aide du logiciel ANSYS.

Le macro génère un quart de poutre en trois dimensions grâce à la double symétrie des poutres considérées. Les éléments sont des briques tridimensionnelles (SOLID 65 pour le béton et SOLID 185 pour l'acier et l'interface). Le chargement est piloté en déplacement.

La loi constitutive de l'acier est modélisée par une relation bilinéaire élastique parfaitement plastique avec écrouissage. La loi constitutive du béton est modélisée par la combinaison d'un modèle béton et d'un modèle parfaitement plastique fournissant une loi linéaire élastique puis parfaitement plastique en compression. Aucune limite de déformation n'est imposée au béton avant l'écrasement. Par conséquent, le modèle ne permet pas de simuler la rupture par écrasement du béton et la diminution de charge qui en

résulte. En revanche, cette modélisation confère une plus grande stabilité numérique. D'après Bärtschi [Bärtschi 2005], cela n'a que peu d'influence sur la précision de la prédiction du moment résistant. La loi constitutive de la connexion est entièrement paramétrable et dépend par conséquent de la connexion simulée. L'interface est modélisée par des éléments solides dont la relation  $\tau - s$  est dérivée de la loi  $v - s$  de la connexion. Cela permet de simuler avec précision les connexions linéaires telles que les connexions par adhérence.

### Validation du modèle numérique

Pour valider le modèle numérique, une comparaison est effectuée entre ses prédictions et les résultats des essais sur poutres mixtes (sect. 3.5). La poutre B3, soumise à la flexion négative, ne peut pas être correctement générée par la macro employée. Or, cette poutre a atteint la rupture par formation d'une rotule plastique avec de très faibles glissements et sans rupture observée dans la connexion. Il a été décidé de renoncer à modéliser cette poutre du fait du peu d'intérêt qu'une telle modélisation apporterait par rapport à la modélisation des poutres B2, B5 et B6.

La géométrie des poutres est illustrée à la figure 3.26. Les caractéristiques des matériaux sont synthétisées dans le tableau 3.8. Les courbes  $v - s$  des connexions par adhérence utilisées dans les poutres B1 à B6 ont été déterminées à l'aide du modèle mécanique (sect. 5.3). Des simplifications de ces courbes, illustrées à la figure 6.8, ont été introduites dans le modèle numérique. La rigidité de la dalle a été calculée à l'aide de la relation (5.14) et vaut  $k_{\text{dalle}} = 9.0 \text{ N/mm}^3$ .

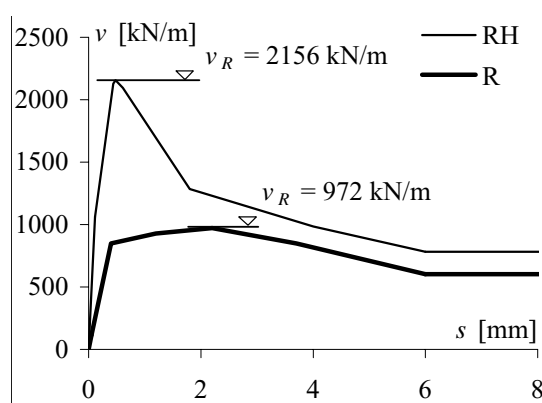
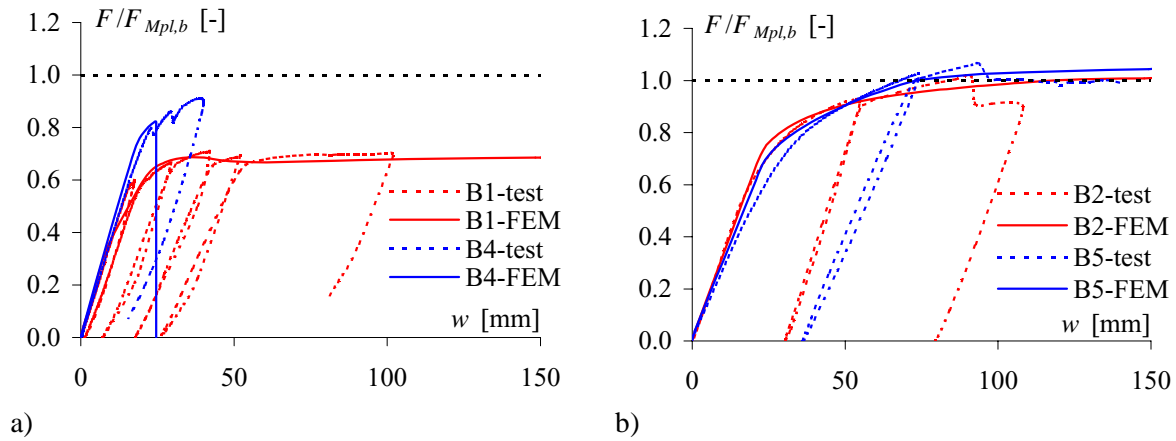


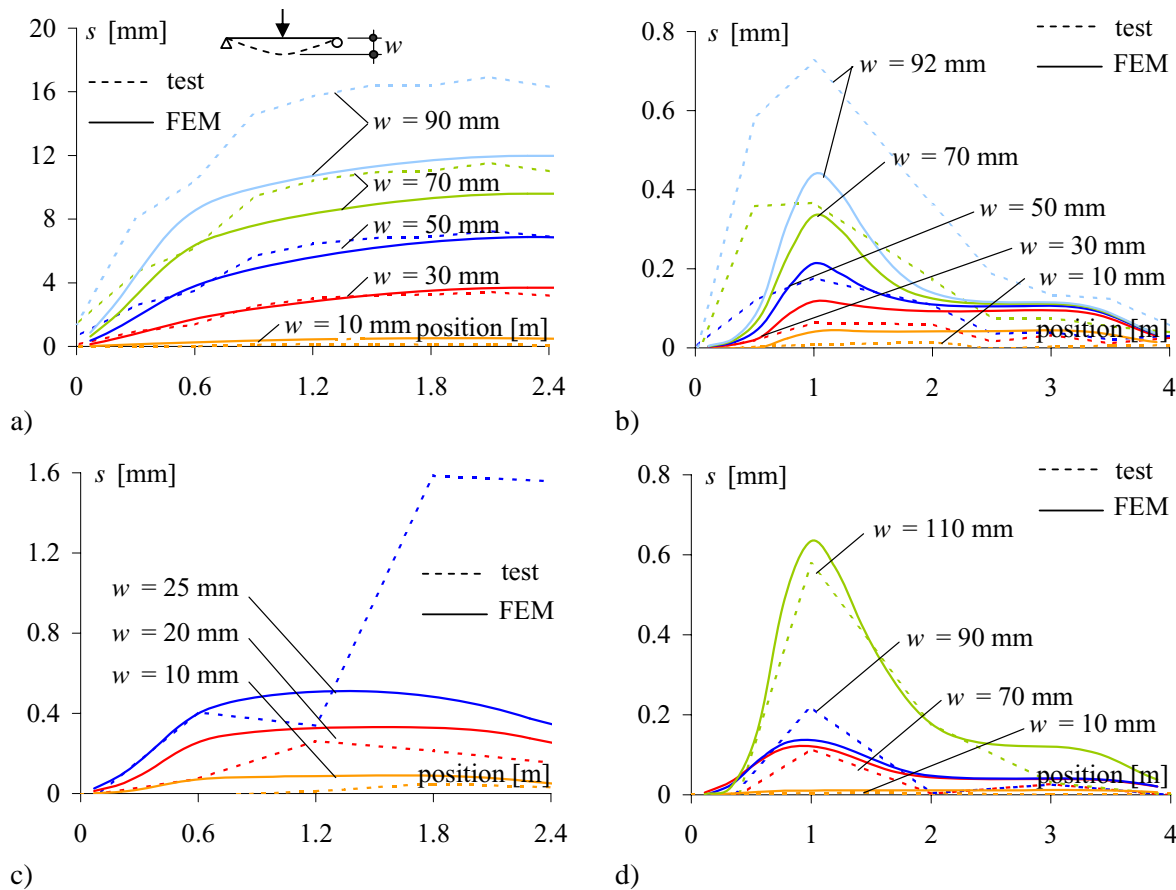
Figure 6.8 - Courbes  $v - s$  utilisées pour simuler les poutres B1 à B6

La figure 6.9 illustre les relations entre la réaction d'appui  $F$  et la flèche à mi-travée  $w$  pour les poutres B1 et B4 (figure 6.9 a)) ainsi que pour les poutres B2 et B5 (figure 6.9 b)). La poutre B6 est identique à la poutre B5. La correspondance entre les mesures (ci-après abrégé «test») et les prédictions du modèle numérique («FEM») est excellente. La simulation de l'essai sur la poutre B4 se termine au moment de la rupture de la connexion à cause de déformations plastiques importantes qui empêchent la convergence du calcul. La rigidité mesurée durant les essais, sensiblement plus faible que celle simulée à l'aide du modèle numérique, en particulier pour la poutre B5, est due aux contraintes résiduelles qui provoquent une plastification prématurée de la section en acier. Etant donné la modélisation de la loi constitutive du béton, la rupture en compression du béton observée sur les poutres B2, B5 et B6 ne peut pas être simulée par le modèle numérique. Toutefois, la prédiction du moment maximal est très bonne.

La figure 6.10 illustre l'évolution du glissement dans la connexion le long de l'axe de la poutre pour différentes flèches pour les poutres B1 (figure 6.10 a)), B2 (figure 6.10 b)), B4 (figure 6.10 c)) et B5 (figure 6.10 d)). La poutre B6 fournit des résultats très similaires à ceux de la poutre B5. Les résultats d'essais sont les mesures des capteurs de glissement situés du côté où se situe la première rupture dans la connexion. Les échelles verticales et horizontales ne sont pas identiques pour les quatre diagrammes pour permettre une meilleure représentation des résultats.



**Figure 6.9** - Comparaison entre les résultats d'essais et les simulations numériques: relation entre la réaction d'appui et la flèche, a) poutres B1 et B4, b) poutres B2 et B5



**Figure 6.10** - Comparaison entre les résultats d'essais et les simulations numériques: évolution du glissement dans la connexion pour différentes valeurs de la flèche  $w$ , a) poutre B1, b) poutre B2, c) poutre B4, d) poutre B5

Une très bonne correspondance entre les prédictions du modèle numérique et les résultats des essais est observée. L'étude détaillée des différentes figures permet de faire les remarques suivantes:

- La correspondance est excellente pour tous les niveaux de charge pour les poutres B1 et B5.
- La correspondance est légèrement moins bonne pour la poutre B4 pour laquelle le modèle numérique surestime légèrement le glissement dans la connexion. Au moment de la rupture fragile de la connexion, le modèle numérique ne reproduit pas correctement le glissement important survenu à l'extrémité de la poutre.

- La correspondance pour la poutre B2 est bonne sauf après la rupture qui se produit lorsque  $w = 91$  mm, où le glissement simulé est plus faible que le glissement mesuré.

En conclusion, le modèle numérique permet une excellente prédiction du comportement des poutres mixtes acier - béton avec connexion par adhérence jusqu'à la rupture. La simulation de la rupture de la connexion ou du béton par écrasement ainsi que du comportement post-rupture n'est en revanche pas toujours bonne. Toutefois, cela n'a pas d'importance pour cette étude car le modèle numérique est utilisé pour calculer l'effort rasant élastique sans rupture ni plastification de la connexion. L'effort rasant élastique associé à la formation complète de la rotule plastique en section peut donc être calculé à l'aide de ce modèle numérique.

Par ailleurs, la bonne correspondance entre les simulations numériques et les essais sur poutres mixtes montre que la courbe  $v - s$  des connexions par adhérence dans la poutre doit être très similaire à celle déterminée à l'aide du modèle mécanique, qui a été validée à l'aide des résultats des essais *push-out*. Par conséquent, il peut être conclu que le comportement des connexions par adhérence dans une poutre mixte est très similaire à celui :

- mesuré lors des essais *push-out*, ce qui constitue un résultat important pour la recherche expérimentale future,
- simulé à l'aide du modèle mécanique, ce qui constitue un résultat important pour la recherche théorique et pour les applications puisque la méthode de calcul simplifiée de la résistance  $v_{Rd}$  présentée à la section 5.5 est basée sur les résultats du modèle mécanique.

### 6.3.3 Comparaison entre méthode analytique et modèle numérique

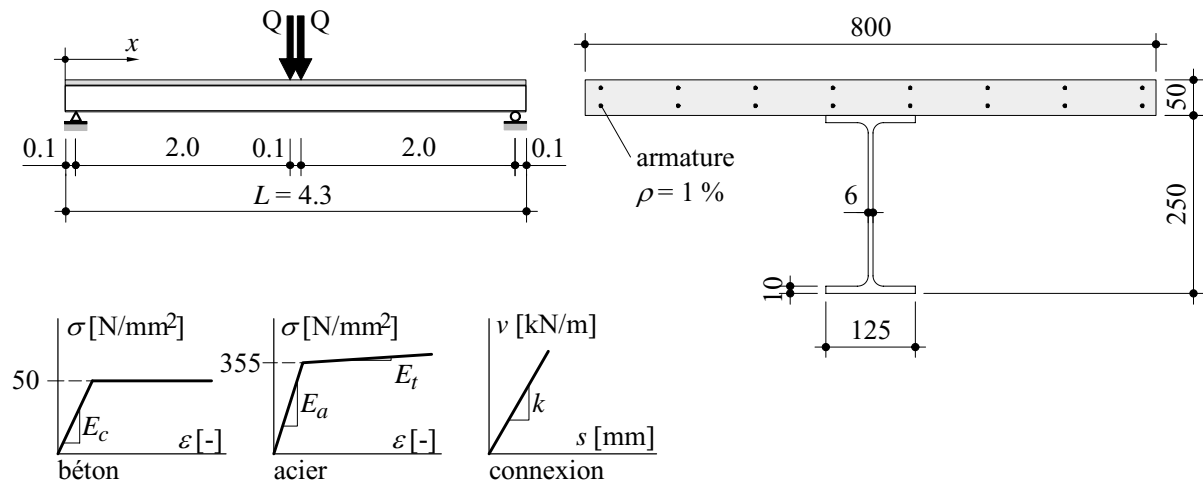
Dans ce paragraphe, une comparaison entre la distribution de l'effort rasant calculée à l'aide de la méthode proposée dans le paragraphe 6.3.1, utilisant la relation rectiligne simplifiée dans le domaine élasto-plastique du diagramme  $M_E - N_c$  et nommée ci-après «méthode analytique simplifiée», et la distribution dite «réelle» déterminée à l'aide du modèle numérique présenté ci-avant est réalisée. Le but de cette comparaison est de déterminer si, et à quelles conditions, la méthode analytique simplifiée peut être employée pour calculer l'effort rasant servant à dimensionner les connexions par adhérence dans les poutres mixtes dont le dimensionnement en section est effectué de manière plastique.

#### **Comparaison pour une poutre mixte représentative**

Pour effectuer cette comparaison, une poutre simple mixte, illustrée à la figure 6.11, est modélisée. Le choix de la géométrie et des matériaux de cette poutre a été effectué de manière à représenter aussi fidèlement que possible une poutre de pont à l'échelle réduite, dans les limites de la macro utilisée pour générer le modèle. Deux charges ponctuelles très proches l'une de l'autre sont appliquées car un tel chargement provoque une distribution d'effort rasant avec les pics les plus importants par rapport à la prédiction de la méthode analytique simplifiée. Des charges ponctuelles plus éloignées l'une de l'autre ou une charge uniformément réparties provoquent un effort rasant dont l'intensité maximale, rapportée à celle déterminée à l'aide de la méthode analytique simplifiée, est inférieure à celle due à la configuration retenue.

L'axe neutre élastique se situe dans l'âme, alors que l'axe neutre plastique se situe dans la dalle. Les lois constitutives des matériaux retenues sont également illustrées sur la figure 6.11, avec les valeurs suivantes:  $E_c = 34000$  N/mm<sup>2</sup>,  $E_a = 210000$  N/mm<sup>2</sup>,  $E_t = 1$  N/mm<sup>2</sup> (écrouissage). La rigidité de la connexion, admise infiniment élastique linéaire, vaut  $k = 35000$  N/mm<sup>2</sup> pour simuler une connexion extrêmement rigide et  $k = 2500$  N/mm<sup>2</sup> pour simuler une connexion de type RH. Cette dernière valeur est tirée des simulations du modèle mécanique. La rigidité de la connexion par adhérence dépend naturellement de sa taille (largeur des interfaces). La rigidité admise ici constitue une estimation moyenne réaliste par rapport à la géométrie de la poutre mixte et donc également par rapport à la rigidité (axiale, flexionnelle) des constituants de la poutre mixte. Ces deux rigidités sont considérées de manière à pouvoir évaluer l'influence de la rigidité de la connexion sur la distribution de l'effort rasant.





**Figure 6.11** - Poutre mixte et lois constitutives des matériaux utilisées pour les simulations numériques

Le tableau 6.2 contient la synthèse des moments de flexion résistants  $M_R$  et des efforts de compression dans la dalle  $N_c$  correspondants pour différents niveaux de sollicitation et différentes méthodes de calcul. Ces moments et forces sont divisés par la valeur correspondant à  $M_{pl,R}$  calculé analytiquement. Pour le calcul analytique, la valeur de  $N_c$  est déterminée à l'aide de la relation simplifiée linéaire entre  $M_E$  et  $N_c$  dans le domaine élasto-plastique. Pour le calcul numérique, la valeur de  $N_c$  est calculée en intégrant l'effort rasant sur la demi-longueur de la poutre. La différence entre le calcul analytique et le calcul numérique provient de l'écrouissage de l'acier. Les facteurs de résistance partielle valent  $\gamma_a = 1.05$  et  $\gamma_c = 1.50$ .

**Tableau 6.2** - Moments de résistance  $M_R/M_{pl,R}$  et efforts de compression dans la dalle  $N_c/N_{c,Mpl,R}$

|            | $k$ [N/mm <sup>2</sup> ]    | Niveau      | $M_R/M_{pl,R}$ [-] | $N_c/N_{c,Mpl,R}$ [-] |
|------------|-----------------------------|-------------|--------------------|-----------------------|
| Analytique | connexion infiniment rigide | $M_{pl,R}$  | 1.00               | 1.00                  |
|            |                             | $M_{el,R}$  | 0.72               | 0.32                  |
|            |                             | $M_{pl,Rd}$ | 0.90               | 0.84                  |
|            |                             | $M_{el,Rd}$ | 0.69               | 0.30                  |
| Numérique  | 35000                       | $M_{pl,R}$  | 1.04               | 1.15                  |
|            |                             | $M_{el,R}$  | 0.72               | 0.32                  |
|            | 2500                        | $M_{pl,R}$  | 1.04               | 1.00                  |
|            |                             | $M_{el,R}$  | 0.71               | 0.30                  |

A la lecture de ce tableau, il peut être conclu que le moment élastique  $M_{el,R}$  est peu dépendant de la méthode de calcul et de la rigidité de la connexion. De même, la différence entre  $M_{el,R}$  et  $M_{el,Rd}$  est faible car c'est la fibre inférieure de la poutre en acier qui atteint la limite élastique en premier. Le rapport  $M_{el,R}/M_{el,Rd}$  vaut donc  $\gamma_a = 1.05$ . En revanche, il existe des différences notables entre les valeurs du moment plastique calculé numériquement ou analytiquement provenant de la prise en compte ou non de l'écrouissage. De même, le rapport entre  $M_{pl,R}$  et  $M_{pl,Rd}$  est relativement important car le facteur de résistance partielle du béton ( $\gamma_c = 1.5$ ) joue un rôle sur ce rapport. Par conséquent, les niveaux retenus

pour la suite de l'étude sont ceux correspondant à  $M_{pl,R}$  calculé numériquement (FEM), à  $M_{pl,R}$  calculé analytiquement, à  $M_{pl,Rd}$  calculé analytiquement et à  $M_{el,R}$  calculé analytiquement.

### Connexion rigide

La figure 6.12 illustre la distribution de l'effort rasant dans le cas où la connexion est environ quinze fois plus rigide qu'une connexion par adhérence de type RH ( $k = 35000 \text{ N/mm}^2$ ), et cela pour les quatre niveaux de charge définis précédemment. L'ordonnée porte le rapport  $v_E/v_{E,max}$ , où  $v_{E,max}$  est calculé analytiquement au niveau  $M_{pl,R}$ . Cette figure contient également la distribution de l'effort rasant calculée d'après la méthode analytique simplifiée (segment rectiligne dans le domaine élasto-plastique). La prédiction du modèle numérique est très proche de la distribution calculée selon la méthode analytique simplifiée puisque cette dernière est calculée avec l'hypothèse d'une connexion infiniment rigide. Toutefois, l'effort rasant réel est localement plus important que l'effort rasant calculé analytiquement, notamment au niveau de  $M_{pl,R}$ , ce qui montre que la méthode analytique est non conservatrice dans cette situation.

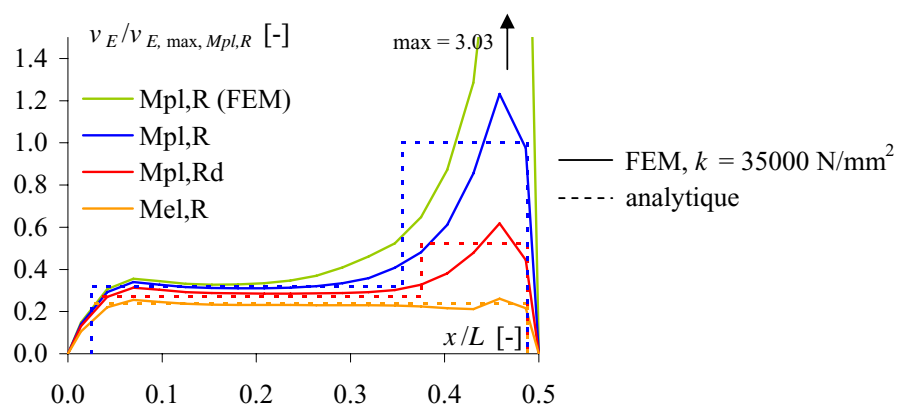


Figure 6.12 - Distribution élastique de l'effort rasant avec  $k = 35000 \text{ N/mm}^2$

### Connexion de type RH

La figure 6.13 illustre la distribution de l'effort rasant dans le cas où la connexion possède la souplesse d'une connexion par adhérence de type RH, et cela pour les quatre niveaux de charge définis précédemment. Les pics d'effort rasant sont considérablement atténués par la diminution de la rigidité de la connexion. Dans le cas étudié, avec une connexion de type RH, le pic d'effort rasant réel calculé numériquement est inférieur à l'effort rasant calculé à l'aide de la méthode analytique simplifiée et la méthode analytique est donc conservatrice. Ceci est dû au fait que la rigidité réelle de la connexion n'est pas infinie. Par ailleurs, dans la zone élastique, l'effort rasant réel est localement plus élevé que l'effort rasant théorique calculé analytiquement lorsque  $M_E > M_{el,R}$ .

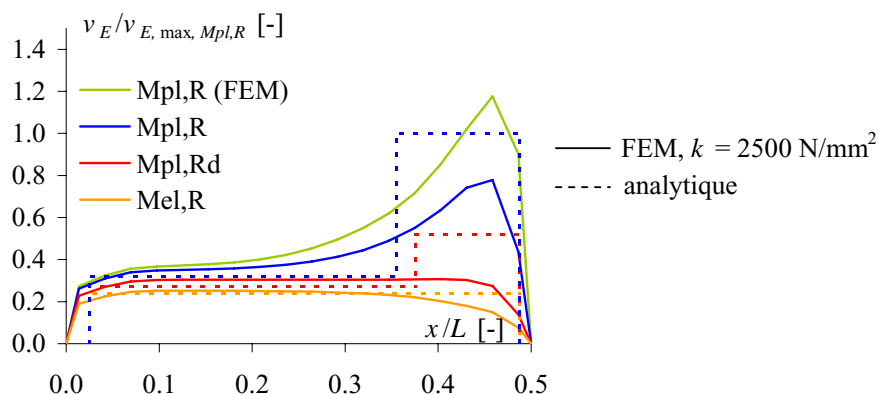


Figure 6.13 - Distribution élastique de l'effort rasant avec  $k = 2500 \text{ N/mm}^2$

### Connexion de type R

Comme les connexions de type R sont moins rigides que les connexions de type RH (figure 3.18 a), tableau 3.6), la conclusion peut être tirée que la méthode analytique est également conservatrice avec les poutres mixtes dont la connexion est de type R.

#### Effet du niveau de charge sur l'effort rasant

La figure 6.14 illustre la relation entre le maximum de l'effort rasant  $v_{E,\max}$ , rapporté à cette même valeur calculée analytiquement au niveau  $M_{pl,R}$ , et le rapport  $M_E/M_{pl,R}$ , également calculé analytiquement. Comme cela a déjà été observé sur les figures 6.12 et 6.13, le pic d'effort rasant réel augmente considérablement à l'approche du moment plastique  $M_{pl,R}$ . Le modèle analytique surestime l'effort rasant maximal dans la poutre mixte avec une connexion de type RH, comme cela a déjà été constaté à la figure 6.13. Au contraire, le modèle analytique sous-estime l'effort rasant maximal avec une connexion extrêmement rigide, comme cela a déjà été constaté à la figure 6.12.

Il est intéressant de relever que le choix du niveau de charge servant à calculer l'effort rasant maximal a des conséquences importantes sur le mode de ruine de la poutre: dans le domaine élasto-plastique, une faible variation du moment  $M_E$  peut produire une augmentation considérable de l'effort rasant, et cela de manière d'autant plus marquée que le moment  $M_E$  est proche de  $M_{pl,R}$ . Par conséquent, si la section est dimensionnée pour une charge  $q_d$  et la connexion pour l'effort rasant  $v_E$  correspondant au moment  $M_{pl,Rd}$ , une très légère augmentation de la charge au-delà de  $q_d$  provoque une augmentation de  $v_E$  plus marquée que celle des contraintes en section. La rupture se produit alors dans la connexion et non par plastification de la section.

Ainsi, si on cherche à éviter la rupture de la connexion (§ 6.5.1), il est judicieux de dimensionner la connexion pour un effort rasant  $v_E$  correspondant à un moment plus important que  $M_{pl,Rd}$ , par exemple  $M_{pl,R}$ , calculé avec les valeurs caractéristiques des matériaux, sans facteur de résistance partielle. Autrement dit, il est judicieux de dimensionner la connexion avec les efforts qui peuvent se produire *réellement* lors de la formation de la rotule plastique, et non avec les efforts de calcul qui, à cause des facteurs de résistance appliqués à l'acier et au béton, sont dans certains cas à peine plus élevés que les efforts calculés élastiquement selon la relation (6.1).

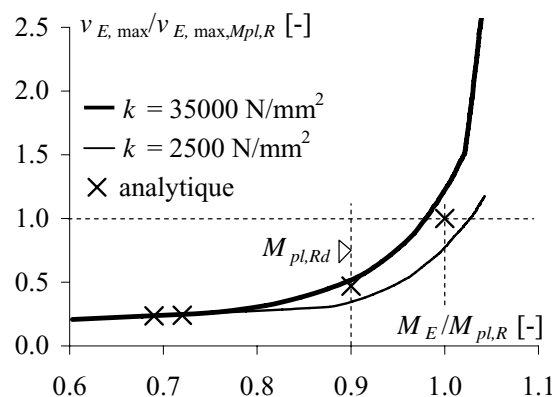


Figure 6.14 - Evolution du maximum de l'effort rasant en fonction du niveau de charge

Le mode de rupture réel de la poutre (rotule plastique en section ou rupture de la connexion) dépend donc en particulier:

- du choix des résistances des matériaux utilisées pour le calcul de l'effort rasant (valeur caractéristique, valeur moyenne),
- des différences entre les valeurs effectives des résistances des matériaux et les valeurs admises dans le calcul,
- des facteurs de résistances appliqués à l'acier, au béton et à la connexion.

Il est donc manifestement judicieux de choisir une résistance des matériaux plus élevée que la valeur de calcul. Cette approche est justifiée par le fait que considérer les facteurs de résistance partielle correspond à réduire la sollicitation  $v_E$ , alors qu'ils doivent en principe servir à réduire la résistance. Négliger ces facteurs dans la détermination de  $v_E$ , donc utiliser les valeurs caractéristiques des matériaux, semble ainsi être une mesure minimale pour favoriser la rupture par formation d'une rotule plastique en section plutôt qu'une rupture de la connexion en cas de chargement de l'ouvrage avec  $q > q_d$ .

### Comparaison pour les poutres B2, B5 et B6

Dans le cas de la poutre étudiée avec une connexion de type RH, l'effort rasant calculé selon la méthode analytique simplifiée est supérieur à l'effort rasant réel (figure 6.13). La même comparaison peut être effectuée pour les poutres B2, B5 et B6, qui ont atteint la formation complète d'une rotule plastique en travée, au niveau correspondant à la formation de la rotule, soit  $F = F_{\text{test,max}}$ . Cette comparaison est effectuée dans le tableau 6.3 qui contient d'une part l'effort rasant calculé selon la méthode analytique simplifiée (colonne (1)) et avec les résistances effectives des matériaux contenues dans le tableau 3.8 et d'autre part l'effort rasant calculé numériquement pour une charge correspondant à la charge maximale atteinte durant l'essai (colonne (2)), soit la charge correspondant à la formation complète de la rotule plastique. La colonne (3) contient le rapport entre ces deux grandeurs. Le modèle analytique est conservateur dans le cas des poutres B2, B5 et B6 puisque le modèle analytique surestime l'effort réel. Cela confirme que le modèle analytique simplifié peut être utilisé de manière conservatrice pour calculer l'effort rasant dans la connexion, même si la marge de sécurité est faible dans le cas des poutres B5 et B6.

La colonne (4) du tableau 6.3 contient le rapport entre l'effort rasant réel (colonne (2)) et la résistance  $v_R$  de la connexion de type RH utilisée pour les poutres B2, B5 et B6 (figure 6.8,  $v_R = 2156 \text{ kN/m}$ ). L'effort rasant dans la poutre B2 lorsque  $F = F_{\text{test,max}}$  atteint, d'après le calcul numérique, 118 % de la résistance de la connexion. Cette valeur explique que la rupture se soit produite simultanément par formation de la rotule plastique en section et par rupture de la connexion (§ 3.5.2). La légère capacité de redistribution plastique de la connexion réelle explique pourquoi la rupture de la connexion ne s'est produite que lorsque l'effort rasant élastique valait 118 % et non environ 100 %. Cela montre également qu'un léger dépassement de la résistance de la connexion ne conduit pas à une rupture fragile immédiate puisque de petites redistributions plastiques peuvent se produire même avec les connexions de type RH. Dans les poutres B5 et B6, le taux de sollicitation de la connexion de 68 % explique que la rupture s'est produite dans ces poutres par formation d'une rotule plastique sans rupture simultanée de la connexion.

**Tableau 6.3** - Comparaison entre l'effort rasant réel et l'effort rasant calculé selon la méthode simplifiée lorsque  $F = F_{\text{test,max}}$  dans le cas des poutres B2, B5 et B6

| Poutre   | (1)<br>$v_{E,\text{analytique}}$<br>[kN/m] | (2)<br>$v_{E,\text{FEM}}$<br>[kN/m] | (3) = (1)/(2)<br>$v_{E,\text{analytique}}/v_{E,\text{FEM}}$<br>[-] | (4) = (2)/ $v_R$<br>$v_{E,\text{FEM}}/v_R$<br>[-] |
|----------|--|-------------------------------------|--|---|
| B2       | 2859                                       | 2550                                | 1.12   | 1.18  |
| B5 et B6 | 1473                                       | 1459                                | 1.01   | 0.68  |

### Généralisation de la validité de la méthode de calcul

La validation de la méthode analytique simplifiée a été effectuée par la simulation numérique de trois poutres chargées ponctuellement, dont deux ont de plus été testées expérimentalement. Une généralisation pour un domaine de validité plus étendu devrait encore être effectuée.

Toutefois, la poutre non testée expérimentalement illustrée à la figure 6.11 présente une géométrie proche de celle d'une poutre de pont (échelle réduite). Le résultat obtenu avec cette poutre est donc significatif puisque la poutre est représentative des poutres de pont réelles. Par ailleurs, l'utilisation de

la méthode simplifiée avec un chargement de la poutre par deux forces ponctuelles produit des résultats moins conservateurs qu'avec une charge uniformément répartie.

Il est donc très probable que la méthode analytique simplifiée soit toujours conservatrice dans le cas des poutres mixtes avec connexion par adhérence, même si ce résultat n'a pas pu être démontré formellement ici. De plus nombreuses simulations numériques devraient être effectuées pour valider plus généralement la méthode et en fixer les limites éventuelles.

### 6.3.4 Méthode de dimensionnement proposée

#### **Calcul de la distribution de l'effort rasant**

Etant donné ce qui précède, il apparaît que l'effort rasant dans les poutres mixtes avec une connexion par adhérence dimensionnée plastiquement en section peut être calculé à l'aide de la méthode analytique simplifiée présentée au paragraphe 6.3.1, en particulier à l'aide de l'équation (6.3) et de la figure 6.5. La relation entre  $M_E$  et  $N_c$  dans le domaine élasto-plastique peut être approchée par un segment linéaire.

Lors de l'application de la méthode simplifiée, il convient de calculer les valeurs du diagramme  $M - N_c$  ainsi que le diagramme du moment de flexion  $M_E$  avec les valeurs caractéristiques de la résistance des matériaux sans considérer les facteurs de résistance partielle. Considérer ce niveau de charge, supérieur à celui dit «de calcul», permet de calculer l'effort rasant  $v_E$  qui peut se produire réellement lors de la formation de la rotule plastique sous la charge ultime  $q_u$ , et non l'effort rasant qui se produit sous la charge  $q_d < q_u$ .

#### **Dimensionnement de la connexion**

Lorsque la distribution de l'effort rasant  $v_E$  est déterminée, il convient de vérifier que la résistance  $v_{Rd}$ , calculée d'après la méthode proposée dans la section 5.5, est supérieure au maximum de l'effort rasant le long de l'axe de la poutre  $v_{E,max}$ , soit  $v_{Rd} \geq v_{E,max}$ . L'indice «d» est omis du côté de la sollicitation puisqu'elle n'est pas déterminée au niveau de calcul mais au niveau caractéristique.

Le dimensionnement de la connexion est donc basé sur une estimation conservatrice de l'effort rasant dans la poutre lorsque  $M_E = M_{pl,R} > M_{pl,Rd}$ . En cas de dépassement de la charge  $q_d$ , l'augmentation sur-proportionnelle de  $v_E$  n'entraîne pas une rupture de la connexion puisque celle-ci est dimensionnée pour résister aux efforts se produisant lorsque  $M_{pl,R}$  est atteint. Cela devrait permettre le développement d'une rotule plastique et donc un mode de ruine ductile.

### 6.3.5 Synthèse

Dans cette section, un modèle numérique par éléments finis, développé par Bärtschi [Bärtschi 2004] a été présenté et validé à l'aide des résultats des essais sur poutres mixtes (sect. 3.5). Le but de l'utilisation de ce modèle est de permettre une comparaison entre l'effort rasant prédit par la méthode analytique simplifiée décrite au paragraphe 6.3.1 et l'effort rasant réel, calculé à l'aide du modèle numérique et prenant en compte la rigidité effective de la connexion, le comportement réel des matériaux et la position exacte de l'axe neutre dans le domaine élasto-plastique.

Les conclusions qui peuvent être tirées de cette étude sont les suivantes:

- Le comportement des poutres mixtes avec connexion par adhérence peut être simulé avec précision par le modèle numérique, du moins jusqu'à la rupture de la connexion. La prédiction des glissements dans la connexion est excellente. Cela permet d'utiliser le modèle numérique pour calculer l'effort rasant élastique dans la connexion.
- Le comportement des connexions par adhérence dans une poutre mixte est très similaire à celui de ces connexions dans un essai *push-out*. Par conséquent, le modèle mécanique développé dans le chapitre 5, ainsi que la méthode de calcul simplifiée présentée dans la section 5.5, peuvent être utilisés pour prédire le comportement des connexions par adhérence dans les poutres mixtes.
- La méthode analytique simplifiée permettant de calculer la distribution de l'effort rasant dans une poutre mixte lors de la formation d'une rotule plastique est conservatrice lorsque la connexion est

une connexion par adhérence de type R ou RH. De plus nombreuses simulations numériques devraient être effectuées pour valider plus généralement la méthode et en fixer les limites éventuelles.

- Il est judicieux de calculer cette distribution sans tenir compte des facteurs de résistance partielle pour calculer les moments de résistance et les efforts de compression dans la dalle associés. La valeur maximale de l'effort rasant ainsi calculée permet de couvrir un léger dépassement de la charge  $q_d$  sans provoquer de rupture de la connexion. Cette approche est justifiée par le fait que considérer ces facteurs de résistance partielle correspond à réduire la sollicitation, alors qu'ils doivent théoriquement servir à réduire la résistance.
- Dans tous les cas, la résistance à l'effort rasant  $v_{Rd}$ , calculée selon la méthode proposée dans la section 5.5, doit être supérieure en toute section à l'effort rasant  $v_{E,max}$  calculé d'après la méthode analytique simplifiée du paragraphe 6.3.1.

## 6.4 CALCUL PLASTIQUE DE LA RÉSISTANCE EN SECTION ET DE LA DISTRIBUTION DE L'EFFORT RASANT

### 6.4.1 Etat des connaissances

Dans les sections 6.2 et 6.3, la distribution de l'effort rasant a été déterminée par un calcul élastique, c'est-à-dire sans considérer la possibilité d'une redistribution plastique le long de l'axe de la poutre. Cette approche est utilisée lorsque l'on considère que la rupture de la connexion, même locale, correspond à un état limite ultime pour la poutre.

Or, si la ductilité  $\delta$  (figure 2.9) est non nulle, des redistributions de l'effort rasant, même mineures, peuvent se produire. La sollicitation s'adapte ainsi à la distribution de la résistance de la connexion. Il est dès lors possible de ne pas dimensionner la connexion par rapport à la valeur maximale de la sollicitation élastique de l'effort rasant, mais par rapport à sa valeur moyenne. La longueur sur laquelle cette moyenne peut être effectuée ainsi que la grandeur de l'effort rasant qui peut être ainsi redistribuée dépendent naturellement de la ductilité de la connexion car elle doit pouvoir se déformer suffisamment, à charge constante, pour que tous les connecteurs puissent participer au maximum de leur résistance.

D'après les normes en vigueur [SIA-264 2003, EC-4.1.1 2004], une capacité de glissement  $s_{2k} \geq 6$  mm permet de dimensionner la connexion par rapport à la valeur moyenne de l'effort rasant calculée entre deux sections critiques. On remarquera que les normes se réfèrent de manière simplifiée à la capacité de glissement  $s_2$  et non à la ductilité  $\delta$  (figure 2.9) en admettant l'hypothèse d'une rigidité pré-rupture élevée rendant la différence entre ces deux grandeurs négligeable. Le critère simplifié  $s_{2k} \geq 6$  mm n'est pas satisfait avec les connexions par adhérence (figure 3.18). Par conséquent, le calcul plastique de la distribution de l'effort rasant n'est *a priori* pas possible. Certains auteurs [Burnet 2001, Fabbrocino 2001, Bärtschi 2005] ont proposé des méthodes plus fines pour calculer la capacité de glissement et la ductilité nécessaires pour redistribuer l'effort rasant de manière uniforme sur toute la demi-portée. Ces méthodes ne sont toutefois pas directement applicables aux connexions par adhérence car ces connexions sortent du domaine d'application des méthodes.

### 6.4.2 Limitation du calcul plastique et conséquences sur le dimensionnement

Il apparaît donc, au vu d'une part des résultats d'essai où des ruptures brutales et instables des connexions de type RH ont été observées et d'autre part des recherches analytiques et numériques conduites par d'autres auteurs, que les connexions de type RH ne possèdent pas la ductilité requise pour effectuer un calcul plastique. La conclusion est plus nuancée pour les connexions de type R car leur ductilité est nettement plus importante. Toutefois, les glissements requis pour plastifier entièrement la connexion sont proportionnel à la portée. Il est donc peu réaliste d'espérer utiliser un calcul plastique dans le domaine des ponts, même avec des connexions de type R.

Le calcul plastique de la distribution de l'effort rasant semble donc être exclu avec les connexions par adhérence, du moins dans le domaine des ponts. Le dimensionnement doit être effectué à l'aide de la

valeur maximale de l'effort rasant calculé élastiquement, qui peut être considérablement plus importante que l'effort rasant moyen calculé plastiquement. Toutefois, étant donné la grande résistance des connexions par adhérence par rapport à l'ordre de grandeur de la sollicitation élastique (§ 7.3.1), les conséquences économiques réelles liées à l'emploi de ces connexions restent très limitées.

### 6.4.3 Synthèse

Les connexions par adhérence ne répondent pas au critère usuel défini par les normes pour effectuer un calcul plastique de la distribution de l'effort rasant. A défaut d'utiliser des critères plus précis, en partie à découvrir, ce calcul doit donc être effectué de manière élastique. Toutefois, les conséquences concrètes de la faible ductilité des connexions par adhérence sont limitées pour une mise en œuvre dans les ponts mixtes acier - béton, et cela grâce à la résistance élevée de ces connexions.

Pour l'emploi de connexions de type R dans le bâtiment, une étude plus poussée des possibilités de redistribution d'effort rasant, mêmes réduites par rapport aux goujons à tête, devrait être effectuée.

## 6.5 MÉTHODES DE CALCUL

### 6.5.1 Recherche de la ductilité

Lorsque la sollicitation atteint, même localement, la résistance de la connexions, la quantité d'effort à redistribuer vers les zones voisines moins chargées est d'autant plus importante que la ductilité est faible. Cela peut provoquer une rupture en chaîne qui se propage le long de l'axe de la poutre. Dans certains cas extrêmes, cette propagation peut être instable. Cet effet, connu sous le nom de *zip-flyer effect* [Leskelä 2004], est d'autant plus susceptible de se manifester que le niveau de sollicitation de la connexion est élevé, qu'il est uniforme le long de l'axe de la poutre et que les dimensions de la poutre sont importantes [Bazant 1999, Bazant 1999.1]. Le mode de ruine de la poutre B4 (§ 3.5.2) est caractéristique de ce type de rupture. Le mode de rupture des poutres B2, B5 et B6 est également instable et caractéristique du *zip-flyer effect*, bien que la rupture de la connexion se soit produite dans d'autres conditions puisque postérieurement à la formation de la rotule plastique.

Or, une structure dont le mode de ruine est ductile présente les avantages suivants sur une structure dont le mode de ruine est fragile:

- la fiabilité de la structure est plus élevée grâce aux possibilités de redistribution d'effort [Tanner 2001],
- des signes annonciateurs de la ruine se produisent par l'apparition de grandes déformations, laissant la possibilité de prendre des mesures pour sécuriser les biens et les usagers et pour renforcer la structure.

Comme les connexions par adhérence possèdent un mode de rupture plutôt fragile, il est intéressant de concevoir la structure de manière à ce que la ruine ne se produise pas par rupture de la connexion. Cette approche est analogue à celle retenue pour le dimensionnement parasisimique dit *en capacité* [Bachmann 2002]: la conception de zones plus faibles que le reste de la structure, mais très ductiles et judicieusement placées, permet en cas de séisme d'absorber l'énergie sans provoquer de rupture fragile de l'ouvrage. Cela signifie que les poutres mixtes avec connexion par adhérence ne devraient pas être dimensionnées en connexion partielle. Connexion partielle doit être compris ici comme connexion dont la résistance ne permet pas de développer complètement la résistance plastique en section.

Ainsi, le dimensionnement de la connexion en cas de formation d'une rotule plastique en section devrait se faire pour un niveau de charge supérieur au niveau dit «de calcul», de manière à éviter qu'un léger dépassement de ce niveau de charge n'entraîne, par la croissance sur-proportionnelle de l'effort rasant (figure 6.14), une rupture de la connexion plutôt qu'une rupture par plastification de la section. En cas de dimensionnement élastique en section, l'effort rasant augmente proportionnellement avec la charge. Il n'est donc pas nécessaire de surdimensionner la connexion dans ce cas.

### 6.5.2 Dimensionnement élastique de la connexion et de la section

Le dimensionnement de la connexion dans une poutre mixte avec connexion par adhérence peut toujours être effectué en considérant la distribution élastique de l'effort rasant. Si la charge est telle que le moment de flexion  $M_{Ed}$  reste en tout point inférieur ou égal au moment élastique  $M_{el,Rd}$ , la relation (6.1) peut alors être utilisée pour déterminer l'effort rasant  $v_{Ed}$ .

Les efforts rasants dus au retrait, à une différence de température entre la dalle et la poutre, à l'introduction de charges concentrées comme la précontrainte ou encore à des changements de section doivent être considérés. Le calcul de l'effort rasant dû au retrait et à la différence de température peut être effectué d'après [Lebet 2006.1]. Le calcul de l'effort rasant dû à l'introduction de charges concentrées et à des changements de section peut être effectué d'après [Johnson 2001].

La connexion doit être dimensionnée de manière à ce que, en chaque section, sa résistance  $v_{Rd}$  calculée d'après les indications de la section 5.5 soit égale ou supérieure à la sollicitation  $v_{Ed}$ .

### 6.5.3 Dimensionnement élastique de la connexion et plastique de la section

Le dimensionnement de la connexion dans une poutre mixte avec connexion par adhérence peut être effectué de manière élastique également si la charge est telle que le moment  $M_{Ed}$  est compris entre  $M_{el,Rd}$  et  $M_{pl,Rd}$ . Dans ce cas, il est nécessaire de tenir compte de l'augmentation marquée de  $v_E$  dans la zone de la poutre où  $M_{Ed} > M_{el,Rd}$ . Ce calcul peut être effectué d'après la méthode présentée dans le paragraphe 6.3.1, en particulier à l'aide de l'équation (6.3) et de la figure 6.5 avec la relation linéaire simplifiée dans la zone élasto-plastique du diagramme  $M_E - N_c$ . Par ailleurs, la détermination des points caractéristiques de ce diagramme doit être effectuée en tenant compte des valeurs caractéristiques des résistances des matériaux, et non des résistances de calcul avec facteurs de résistance partielle.

Les efforts rasants dus au retrait, à une différence de température entre la dalle et la poutre, à l'introduction de charges concentrées comme la précontrainte ou encore à des changements de section doivent être considérés conformément aux indications du paragraphe 6.5.2.

La connexion doit être dimensionnée de manière à ce que sa résistance  $v_{Rd}$  calculée d'après les indications de la section 5.5 soit égale ou supérieure *en toute section* au maximum de l'effort rasant le long de l'axe de la poutre  $v_{E,max}$  calculé selon la méthode analytique simplifiée du paragraphe 6.3.1.

## 6.6 CONCLUSIONS

Le but de ce chapitre était de définir les méthodes de calcul des poutres mixtes avec connexion par adhérence qui peuvent être utilisées pour le dimensionnement en section et le dimensionnement de la connexion. Pour atteindre ce but, les travaux suivants ont été effectués:

- Une méthode de calcul analytique élastique de la connexion utilisable en cas de dimensionnement élastique en section a été présentée.
- Une méthode de calcul analytique élastique de la connexion utilisable en cas de dimensionnement plastique en section a été développée et présentée. Les limites de cette méthode ont été mises en évidence.
- Un modèle numérique existant a été validé à l'aide des résultats des essais sur poutres mixtes avec connexion par adhérence. Ce modèle numérique a ensuite été utilisé pour simuler une poutre mixte représentative d'une poutre de pont mixte en faisant varier la rigidité de la connexion. Les efforts rasants calculés à l'aide de ce modèle ont été comparés aux efforts rasants calculés à l'aide de la méthode de calcul analytique.
- Les possibilités et les avantages potentiels d'un calcul plastique de la distribution de l'effort rasant ont été discutés.

Les principales conclusions qui peuvent être formées sur la base de ces travaux sont les suivantes:



- Il est toujours possible d'effectuer un calcul élastique de la distribution de l'effort rasant lorsque la résistance en section de la poutre est déterminée élastiquement, et cela quel que soit le type de connexion.
- Il est également possible d'effectuer un calcul élastique de la distribution de l'effort rasant lorsque la résistance en section est déterminée plastiquement pour les connexions de type RH et R. Toutefois, il est nécessaire d'une part de tenir compte du pic d'effort rasant qui se forme dans la zone plastique et d'autre part de calculer l'effort rasant non pas au niveau dit «de calcul», soit en considérant des facteurs de résistance partielle, mais au niveau caractéristique. Cela permet de couvrir un léger dépassement de la charge  $q_{Ed}$  sans provoquer la rupture de la connexion. Ainsi, le mode de ruine attendu est la formation complète d'une rotule plastique, qui est un mode de ruine ductile. La méthode de calcul proposée semble être conservatrice au vu des connaissances actuelles. Une vérification plus systématique devrait toutefois être entreprise pour s'assurer qu'elle couvre effectivement toutes les situations pratiques.
- Le calcul plastique de la distribution de l'effort rasant ne peut pas être effectué avec les connexions par adhérence à cause de leur ductilité limitée. Toutefois, dans le domaine des ponts mixtes acier - béton, cela n'entraîne pas de conséquence néfastes ni sur les coûts ni sur la fiabilité en raison de la résistance naturellement élevée de ces connexions.
- Enfin, la comparaison entre les résultats des essais de poutre et les prédictions du modèle numérique dans lequel la loi constitutive de la connexion était celle issue du modèle mécanique (chapitre 5) a permis de montrer que le comportement des connexions par adhérence dans une poutre mixte est très similaire au comportement observé et mesuré lors des essais *push-out*. Cela constitue un résultat important quant à l'utilité du travail fourni dans cette thèse.

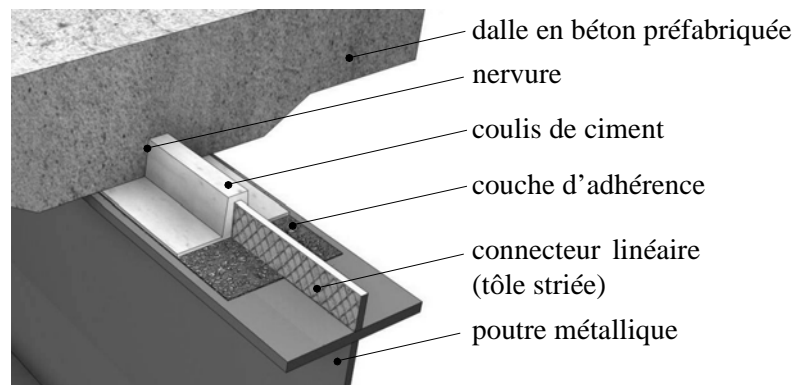


## 7 PERSPECTIVES PRATIQUES

### 7.1 INTRODUCTION

Ce chapitre contient de nombreuses informations à caractère pratique dont la majorité sont déduites des résultats présentés dans les chapitres précédents. Son contenu cherche à répondre aux principales questions qui se posent lors de la conception, du dimensionnement et de la mise en œuvre d'une connexion par adhérence dans un pont mixte.

Pour rappel, un exemple de connexion par adhérence est illustré à la figure 7.1. Il s'agit d'une connexion dont la résistance à l'effort rasant est procurée par le frottement dans plusieurs interfaces. Les composants de cette connexion linéaire sont une tôle striée soudée perpendiculairement à l'aile, une dalle en béton préfabriquée pourvue d'une nervure longitudinale, une éventuelle couche d'adhérence sur l'aile supérieure de la poutre et enfin un coulis de ciment injecté entre la dalle et la poutre. La liaison devient effective avec le durcissement du coulis de ciment. Lorsqu'une couche d'adhérence est utilisée on parle de connexion de type RH. En absence de couche d'adhérence, on parle de connexion de type R.



*Figure 7.1 - Exemple de connexion par adhérence*

La section 7.2 contient des informations sur la conception des connexions par adhérence. Cette section constitue une synthèse appliquée des enseignements des essais *push-out* (sect. 3.3) et de l'étude paramétrique (sect. 5.4). La section 7.3 présente la comparaison entre les exigences définies au chapitre 2 et les caractéristiques des connexions par adhérence. Elle permet d'une part de conclure sur l'intérêt pratique de ces connexions et d'autre part de fournir quelques informations clés pour la conception et le dimensionnement. Les méthodes de calcul simplifiées pour la détermination de la résistance des connexions par adhérence ainsi que pour la détermination de l'effort rasant sont rappelées à la section 7.4. La section 7.5 contient quant à elle des informations sur la technique d'exécution. Enfin, la section 7.6 contient quelques propositions de variantes de connexions par adhérence qui devraient permettre de corriger certaines faiblesses observées avec les connexions actuelles.

### 7.2 CONNEXION RECOMMANDÉE POUR LA PRATIQUE

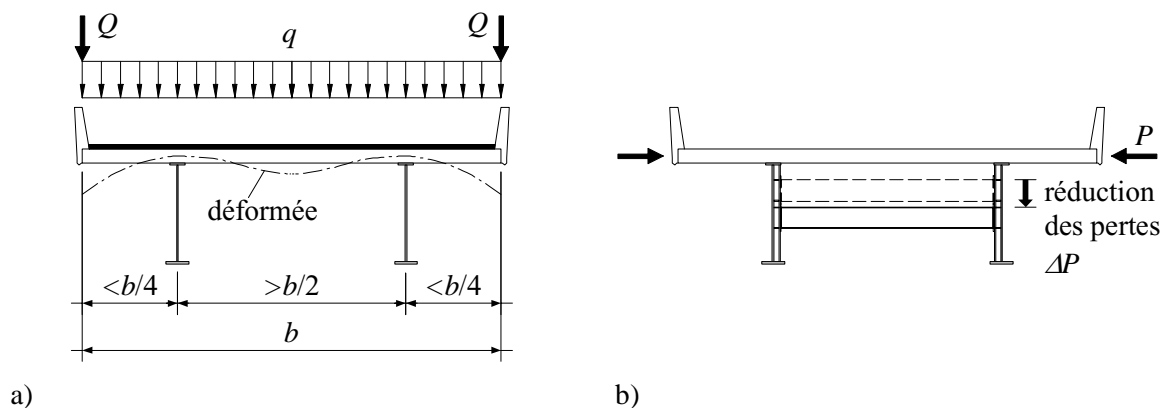
L'étude expérimentale du comportement des connexions par adhérence (sect. 3.3) a montré que les connexions les plus intéressantes du point de vue statique sont celles de type R et de type RH. Les connexions de type R ont un comportement post-rupture plutôt ductile et présentent un fluage peu marqué de par l'absence de couche d'adhérence. Les connexions de type RH sont particulièrement résistantes à l'effort rasant, mais présentent un comportement post-rupture peu ductile et sont plus sensibles aux charges de longue durée à cause du fluage de la couche d'adhérence.

L'étude paramétrique du comportement des connexions par adhérence (sect. 5.4) a montré l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement des connexions de type R et RH. En particulier, l'influence de la largeur des interfaces, des contraintes extérieures et de la rigidité de la dalle a été mise en évidence.

Il est possible de retirer de ces études quelques conclusions générales permettant de fournir des recommandations pour la conception d'une connexion par adhérence. Ces recommandations sont présentées ci-dessous dans l'ordre chronologique d'apparition durant la conception et le dimensionnement d'un pont mixte dont la liaison acier - béton est effectuée à l'aide d'une connexion par adhérence.

### Géométrie et conception de la section transversale

- La position des poutres maîtresses devrait être choisie, conformément à la figure 7.2 a), de telle sorte que sous charges permanentes appliquées après réalisation de l'injection, aucune rotation ou flexion transversale ne soit imposée par la dalle aux poutres en acier (§ 7.3.2). Etant donné que les bordures représentent une charge concentrée  $Q$  aux extrémités des porte-à-faux, les poutres maîtresses des ponts bipoutres devraient se situer légèrement à l'extérieur des lignes marquant le quart et les trois-quarts de la largeur de la dalle.
- L'épaisseur de la dalle au droit des poutres maîtresses est dictée par le dimensionnement en flexion du porte-à-faux. Toutefois, il est utile de se souvenir qu'une dalle épaisse implique une rigidité importante autour du connecteur, donc une résistance à l'effort rasant également élevée et une ductilité améliorée (§ 5.4.6).
- La mise en œuvre ou non d'une précontrainte transversale est dictée par le dimensionnement en flexion du porte-à-faux. Toutefois, il est utile de se souvenir que la précontrainte crée des contraintes de compression dues à l'effort normal ainsi que, en cas de tracé des câbles excentré et/ou parabolique, des contraintes de traction dues au moment positif. Les contraintes de compression sont favorables à la résistance de la connexion, mais les contraintes de traction y sont défavorables. Un tracé passant par le centre de gravité de la section est donc plus favorable qu'un tracé avec une excentricité en ce qui concerne la résistance de la connexion.
- En cas de précontrainte transversale  $P$ , la position des entretoises devrait être choisie aussi basse que possible pour minimiser les pertes de précontrainte  $\Delta P$  dues au fluage (figure 7.2 b)). En effet, le fluage de la dalle provoque des redistributions de précontrainte de la dalle vers l'entretoise d'autant plus marquées que l'entretoise rigidifie la section transversalement.

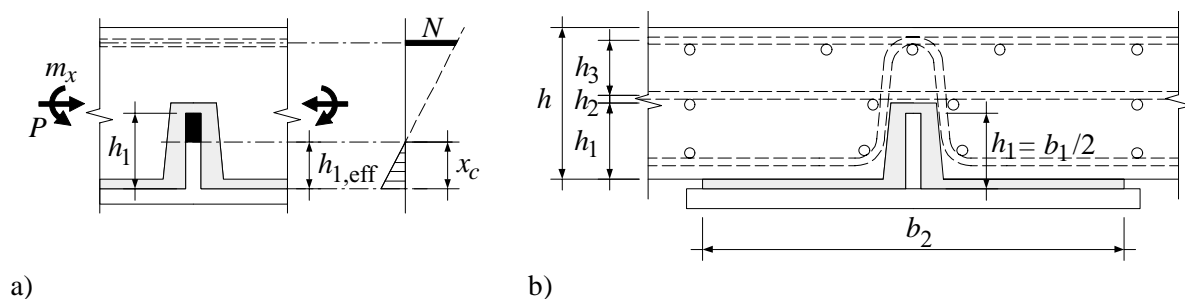


**Figure 7.2** - Géométrie et conception de la section transversale, a) position des poutres maîtresses, b) position des entretoises en cas de précontrainte transversale

### Géométrie et conception de la connexion

- A résistance égale, une connexion de type R est plus intéressante qu'une connexion de type RH car cette dernière présente une ductilité inférieure à la première et coûte plus cher à cause de la présence de la couche d'adhérence.
- La hauteur du connecteur doit être déterminée en prenant en compte deux phénomènes dont les effets sont contradictoires. Lorsque la hauteur du connecteur augmente, la surface résistante augmente également, ce qui est favorable à la résistance. Cependant, pour une épaisseur de dalle donnée, une augmentation de la hauteur du connecteur implique une diminution de la rigidité de la dalle. Une baisse de la rigidité influence défavorablement tant la résistance que la ductilité de la connexion.

- Dans le calcul, la résistance d'une interface soumise à une contrainte de traction est admise égale à zéro. Il n'y a donc aucun intérêt à concevoir un connecteur dont la hauteur  $h_1$  est supérieure à la hauteur de la zone comprimée  $x_c$  du béton (figure 7.3 a)). Sur cette figure, la partie noire du connecteur, située au-dessus de l'axe neutre dans la zone tendue de la section, ne fournit aucune résistance. La hauteur utile, ou efficace,  $h_{1,eff}$  du connecteur est donc limitée par  $x_c$ . Cela est exprimé par la relation  $h_{1,eff} = b_1/2 \leq x_c$ .
- Pour les connexions de type RH, la largeur des interfaces situées sur l'aile doit être choisie aussi large que possible, étant entendu que la largeur de l'aile supérieure ne devrait pas être augmentée pour augmenter la résistance de la connexion. Il faut cependant veiller en tous les cas à ce que  $b_1 \leq b_2$  (figure 7.3 b)).
- Des étriers doivent être prévus autour du connecteur pour éviter une rupture dans le béton (figure 7.3 b)). Plus les étriers sont proches de la surface de la rainure, moins ce type de rupture sera susceptible de se produire. De plus, une armature transversale passant juste au-dessus de la rainure a un effet très favorable sur la rigidité de la dalle, comme cela peut être déduit de l'équation (5.14).



**Figure 7.3** - Géométrie et conception de la connexion, a) hauteur maximale du connecteur, b) définition des grandeurs géométriques et position des armatures autour du connecteur

### 7.3 ADÉQUATION AVEC LES EXIGENCES

La présente section compare les valeurs requises aux valeurs disponibles pour évaluer l'intérêt pratique des connexions par adhérence ainsi que pour définir les domaines dans lesquels un besoin de recherche plus poussé existe. Des informations relatives à la conception et au dimensionnement et issues de la comparaison entre exigences et caractéristiques sont également présentées.

Les exigences (valeurs requises) auxquelles doivent répondre les connexions pour les ponts mixtes acier - béton ont été déterminées au chapitre 2. Ces exigences sont indépendantes du type de connexion (goujons, connexion par adhérence, autre type de connexion), mais ne sont valables que pour des ponts mixtes bipoutres de largeur inférieure à 15 mètres et de portée comprise entre 30 et 120 mètres. Les hypothèses de calcul détaillées sont présentées dans la section 1.4 et dans les différents paragraphes du chapitre 2. Les caractéristiques (valeurs disponibles) des connexions par adhérence ont été étudiées dans les chapitres 3 à 6. Ces chapitres ont en particulier permis de déterminer le comportement charge - glissement ainsi que la résistance à différents types d'efforts. Des considérations sur la durabilité, la technique d'exécution et l'économie des connexions par adhérence peuvent être trouvées notamment dans [Dauner 2002, Dauner 2005].

#### 7.3.1 Résistance à l'effort rasant

##### Résistance ultime

L'exigence est formulée par les inéquations suivantes:

- calcul élastique:  $v_{Rk} > 1450 \text{ kN/m}$ ,
- calcul plastique:  $v_{Rk} > 1600 \text{ kN/m}$ .

Il a été démontré dans le chapitre 6 que la ductilité des connexions par adhérence est insuffisante pour redistribuer plastiquement les efforts entre deux sections critiques. Par conséquent, la valeur de

$v_{Rk} > 1600$  kN/m ne présente aucun intérêt pratique dans le cas des connexions par adhérence. En revanche, l'effort rasant élastique  $v_E \gamma_v$  correspondant à la formation d'une rotule plastique est plus élevé que 1600 kN/m. Une estimation de l'effort rasant élastique associé à la formation de la rotule plastique n'a pas été effectuée. Cet effort est toutefois nécessairement plus élevé que 1600 kN/m. L'adéquation des connexions par adhérence à l'exigence de résistance ultime discutée ci-dessous est donc valable pour un calcul élastique de la résistance en section. Une connexion plus résistante doit être envisagée pour effectuer un calcul plastique de la résistance en section.

Pour les **connexions de type R**, la résistance ultime peut être calculée en utilisant des extremums pour les paramètres de la méthode simplifiée présentée au paragraphe 5.5.4. Ces extremums sont choisis en fonction des dimensions communes pour des ponts mixtes bipoutres. L'ordre de grandeur de la résistance disponible est le suivant:  $v_{Rk} = (400 \div 2500)$  kN/m.

La résistance est d'autant plus élevée que:

- la dalle est épaisse au droit des poutres maîtresses car cela favorise une rigidité  $k_{dalle}$  élevée,
- les porte-à-faux sont grands car cela favorise une contrainte  $\sigma_{ext,1}$  élevée.

L'effet de la hauteur du connecteur est plus difficile à évaluer, car un connecteur élevé entraîne une grande surface résistante, mais également, pour une épaisseur de dalle fixée, une faible valeur de  $k_{dalle}$ .

En fonction de la géométrie de la connexion et de la présence ou non d'une précontrainte transversale, la résistance ultime peut être supérieure ou inférieure aux exigences. Les connexions de type R ne peuvent donc pas être utilisées quel que soit l'ouvrage. La possibilité de les mettre en œuvre doit être étudiée de cas en cas.

Pour les **connexions de type RH**, une borne inférieure de la résistance ultime pour les ponts-routes bipoutres peut être estimée à environ 1900 kN/m. Cette valeur respecte en tous les cas les exigences. Une résistance plus élevée peut être nécessaire en cas d'autre utilisation (pont-rails par exemple) ou en cas de ponts très courts ( $< 30$  m) dans lesquels l'effort rasant est plus élevé. Ce type de connexion peut également être nécessaire en cas de calcul plastique de la résistance en section.

Les connexions par adhérence (type R ou RH) possèdent donc une résistance ultime suffisante pour être employées pour des ponts-routes acier - béton. En fonction des sollicitations et de la géométrie de l'ouvrage, la connexion de type R peut toutefois ne pas être suffisamment résistante. L'emploi d'une couche d'adhérence (connexion de type RH) est alors nécessaire.

### Résistance à la fatigue

L'exigence est formulée par les inéquations suivantes:

- vérification à 2 millions de cycles:  $\Delta v_c > 650$  kN/m, correspondant à une variation de l'effort rasant entre 10 et 55 % de la sollicitation permettant le dimensionnement à l'état limite ultime  $v_{Ed} \gamma_v$ ,
- vérification à la limite de fatigue:  $\Delta v_D > 400$  kN/m, correspondant à une variation de l'effort rasant entre 8 et 37 % de la sollicitation permettant le dimensionnement à l'état limite ultime  $v_{Ed} \gamma_v$ .

Relevons tout d'abord que la résistance à la fatigue des connexions par adhérence ne peut pas être caractérisée, comme cela se fait habituellement pour d'autres détails sensibles à la fatigue, par une différence de contrainte  $\Delta \tau_c$  ou par une différence d'effort rasant  $\Delta v_c$ . En effet, la contrainte moyenne à la rupture  $\tau_R$ , de même que la résistance à l'effort rasant  $v_R$ , ne sont pas constantes quelle que soit la connexion. La contrainte  $\tau_R$  dépend en effet de la géométrie de la connexion et des contraintes extérieures appliquées. Or, il est clair que la résistance à la fatigue est dépendante de la contrainte  $\tau_R$  ou, autrement dit, du niveau de sollicitation par rapport à la résistance ultime: le nombre de cycles d'amplitude  $\Delta \tau$  donnée conduisant à la rupture n'est pas le même selon que  $\Delta \tau / \tau_R = 0.1$  ou 0.9.

Il semble donc plus judicieux de caractériser la résistance à la fatigue par le rapport entre l'effort rasant maximal  $v_{max}$  dû aux charges de fatigue et aux charges de longue durée et la résistance ultime de la connexion  $v_R$ , comme Oehlers l'a proposé pour la résistance à la fatigue des goujons [Oehlers 1985].

Pour que la sécurité à la fatigue soit assurée, ce rapport doit rester supérieur à la valeur effective calculée en fonction de la géométrie de l'ouvrage et de la résistance de la connexion.

Les données expérimentales sur la résistance à la fatigue des **connexions de type RH** sont peu nombreuses (tableau 3.5). Un résultat intéressant est celui obtenu avec l'éprouvette PRH 66-2 (figure 3.16): après 2 millions de cycles entre 20 et 37 % de  $v_R$ , aucun dommage n'a pu être mesuré puisque la résistance de cette éprouvette n'est pas inférieure à celle des éprouvettes similaires n'ayant pas subi de cycles de fatigue (tableau 3.4). Les mêmes observations peuvent être effectuées avec les éprouvettes de type PRR (figure 3.16). Ce niveau de sollicitation *semble donc se situer en-dessous de la limite de fatigue*. Le critère de résistance à la fatigue s'exprime alors indépendamment du nombre de cycles et peut, de manière conservatrice, être exprimé d'après les relations (7.1) et (7.2). Dans cette dernière relation,  $v_{\max}$  est calculé sans le facteur  $\lambda$  car la vérification s'effectue avec la limite de fatigue et non pour un dommage équivalent à 2 millions de cycles. La limite de 1/3 a été choisie comme estimation conservatrice des résultats d'essais.

$$\frac{v_{\max}}{v_R} \leq \left( \frac{v_{\max}}{v_R} \right)_D = \frac{1}{3} \quad (7.1)$$

avec 
$$\frac{v_{\max}}{v_R} = \frac{v_{\text{long}} + \gamma_{\text{fat}} v(Q_{\text{fat}})}{v_R} \quad (7.2)$$

$(v_{\max}/v_R)_D$ : limite de fatigue

$v_{\max}$  : effort rasant maximal sous charges de longue durée et de fatigue

$v_R$  : résistance ultime à l'effort rasant, calculée selon la relation (7.8) pour les connexions de type R et selon la relation (7.9) pour les connexions de type RH

$v_{\text{long}}$  : effort rasant dû aux charges de longue durée calculé avec le facteur de charge  $\gamma_G = 1.0$

$\gamma_{\text{fat}}$  : facteur de résistance pour la résistance à la fatigue de la connexion,  $\gamma_{\text{fat}} = 1.35$

$v(Q_{\text{fat}})$  : effort rasant maximal dû aux charges de fatigue  $Q_{\text{fat}}$

Le terme de droite de l'inéquation (7.1) peut également être exprimé à l'aide de la résistance caractéristique  $v_{Rk}$ :

$$\left( \frac{v_{\max}}{v_R} \right)_D = \left( \eta \frac{v_{\max}}{v_{Rk}} \right)_D = \frac{1}{3} \quad (7.3)$$

soit, avec  $\eta = 0.8$ , conformément à l'équation (5.26):

$$(v_{\max}/v_{Rk})_D = 0.42 \quad (7.4)$$

Cette valeur est supérieure à l'exigence  $v_{\max}/(v_{Ed} \gamma_v) = 0.37$  (figure 2.3 b)). Par conséquent, la résistance à la fatigue ne semble pas être le critère déterminant pour les connexions de type RH.

Aucun essai de fatigue n'a été réalisé sur les **connexions de type R**. L'exigence est de toute évidence impossible à respecter pour des connexions de petites dimensions sans précontrainte transversale. En revanche, pour des connexions dont la résistance se situe dans la partie supérieure de la plage définie dans le paragraphe précédent ( $v_{Rk} = (400 \div 2500) \text{ kN/m}$ ), il est probable que la sollicitation de fatigue ne soit pas déterminante si le même critère de résistance à la fatigue que pour les connexions de type RH est accepté. Des essais devraient être réalisés pour pouvoir conclure.

La résistance à la fatigue constitue donc un domaine dans lequel des efforts importants de recherche doivent encore être fournis. A défaut, une attitude prudente est requise. Cela signifie que les connexions par adhérence (types R et RH) sont plutôt indiquées pour des ponts dont le rapport entre effort rasant ultime et effort rasant maximal sous sollicitations de fatigue est élevé, ce qui est caractéristique des ponts avec de longues portées (figure 2.4). Une limite de fatigue  $(v_{\max}/v_R)_D = 1/3$  peut être retenue comme

critère simplifié et conservateur de la résistance à la fatigue à défaut de recherches plus détaillées. Une mise en œuvre des connexions par adhérence pour les ponts-rails ne peut pas être envisagée en l'état actuel des connaissances.

### Résistance sous charges de service

L'exigence est formulée par les inéquations suivantes:

- limitation des glissements irréversibles sous charges de service:  $v_{R,el} > 750 \text{ kN/m}$ ,
- limitation des déformations dues au fluage sous charges de longue durée:  $v_{R,long} > 150 \text{ kN/m}$ .

La limitation des glissements irréversibles sous charges de service impose qu'aucune déformation inélastique ne se produise lorsque l'effort rasant vaut 750 kN/m. Cela correspond à moins de la moitié de la résistance ultime requise. Comme cela a été relevé au paragraphe 5.6.1, le modèle mécanique simule imparfaitement l'endommagement proche de la rupture ainsi que la pente des cycles de charge - décharge. Il faut donc se référer aux résultats des essais et non aux simulations du modèle mécanique pour évaluer l'importance des glissements inélastiques.

En considérant les deux cycles de charge - décharge expérimentaux illustrés à la figure 3.18 c), on constate que le premier a été mené jusqu'à environ 90 % de la charge ultime et que pratiquement aucun glissement irréversible n'a été mesuré. Le second cycle a été effectué dans la zone post-rupture. La rigidité lors de la recharge est très proche de la rigidité lors du premier chargement lorsque l'effort rasant vaut la moitié de la résistance (§ 3.3.3 et tableau 3.6). Par conséquent, il apparaît que les déformations permanentes ne se produisent que pour des taux de sollicitation nettement supérieurs à 50 %. Par conséquent, l'exigence concernant la limitation des glissements irréversibles est satisfaite quel que soit le type de connexion (R ou RH).

La limitation des déformations dues au fluage sous charges de longue durée impose que ces déformations restent dans des proportions acceptables lorsque l'effort rasant vaut 150 kN/m. Les essais de fluage sur les **connexions de type RH** ont été effectués avec des efforts plus importants ( $v_E = (350 \div 490) \text{ kN/m}$ ). Malgré cela, les déformations dues au fluage sont restées inférieures en valeur absolue à celles d'une connexion de référence avec des goujons. Or, les déformations dues au fluage dans les connexions réalisées par goujons ont toujours été jugées acceptables en pratique. Par conséquent, l'exigence est satisfaite pour les connexions de type RH.

Pour les **connexions de type R**, les déformations dues au fluage devraient être moins importantes que pour les connexions de type RH, car la couche d'adhérence est vraisemblablement responsable de la majorité des déformations de fluage (figure 3.8). Comme les connexions de type RH respectent l'exigence, les connexions de type R la respectent vraisemblablement également.

### 7.3.2 Résistance à la traction

L'exigence est formulée par les inéquations suivantes:

- au droit des entretoises:  $t_{Rk} > 750 \text{ kN/m}$ ,
- ailleurs:  $t_{Rk} > 145 \text{ kN/m}$ .

Comme la résistance à la traction est due à la partie «connecteur» (voir le modèle de résistance proposé, figure 2.6 c)), il n'existe pas de différence entre la résistance à la traction des connexions de type R et de type RH.

Lors des essais d'arrachement, une résistance  $t_R = 373 \text{ kN/m}$  a été mesurée (1 essai). Cette résistance a été mesurée avec les stries orientées favorablement par rapport à la direction de l'effort de traction (figure 3.25 b)), ce qui n'est normalement pas le cas en pratique, puisque le sens «favorable» est plutôt utilisé pour résister à l'effort rasant. Toutefois, la surface de rupture ne passe que localement par l'interface tôle striée - coulis de ciment et principalement dans le coulis puis dans le béton. Une diminution de la résistance de l'interface tôle striée - coulis de ciment n'aurait donc pas nécessairement de répercussion sur la résistance à la traction de la connexion.



Il est important de relever que la position des charges variables permettant de calculer l'effort rasant maximal  $v_{Ed}$  et celle permettant de calculer l'effort de traction maximal  $t_{Ed}$  sont très différentes. Par conséquent, il ne faut pas superposer ces efforts dans une même situation de risque, mais les considérer comme deux états dont la sécurité doit être vérifiée indépendamment.

Au droit des entretoises, l'exigence ne peut manifestement pas être respectée ( $t_R = 373 \text{ kN/m} < 750 \text{ kN/m}$ ). Dans l'état actuel des connaissances, la résistance à l'effort rasant dans la zone rigidifiée par l'entretoise devrait être négligée, ce qui permet de tenir compte de manière conservatrice d'une éventuelle rupture locale de la connexion due à la traction. Toutefois, la détermination de  $t_{Ed}$  a été effectuée en considérant des hypothèses simplifiées conservatrices. Les recherches en cours [Lebet 2005] devraient permettre de proposer une exigence moins sévère au droit des entretoises et, par conséquent, de tenir compte de cet effort de traction de façon moins conservatrice sur la résistance de la connexion à l'effort rasant dans les zones influencées par ces entretoises. Relevons encore que ce problème a été relevé par Hänsch [Hänsch 1975.1] dans l'étude des ponts mixtes avec dalle collée. Hänsch préconise de rendre la liaison entre l'aile et le raidisseur aussi souple que possible, par exemple en laissant un espace de quelques millimètres entre le haut du raidisseur et l'aile supérieure de la poutre.

En dehors des zones affectées par les entretoises, l'exigence peut être satisfaite ( $t_R = 373 \text{ kN/m} > 145 \text{ kN/m}$ ). La marge est suffisante pour absorber la différence entre la résistance mesurée sur un essai ( $t_R = 373 \text{ kN/m}$ ) et la résistance caractéristique, qui est actuellement inconnue ( $t_{Rk} < t_R$ ).

### 7.3.3 Rigidité

L'exigence est formulée par les inéquations suivantes:

- rigidité sécante à 80 % de la résistance caractéristique  $v_{Rk}$  pour les connexions de type RH,  $\varphi = 5$ :  
 $k_{0,8} > 3900 \text{ N/mm}^2$ ,
- rigidité sécante à 80 % de la résistance caractéristique  $v_{Rk}$  pour les connexions de type R,  $\varphi = 2$ :  
 $k_{0,8} > 2600 \text{ N/mm}^2$ .

Relevons tout d'abord qu'avec le facteur  $\eta = 0.80$  (équation (5.26)), la rigidité sécante à 80 % de la résistance caractéristique  $v_{Rk}$  est égale à la rigidité sécante à 64 % de la résistance ultime  $v_R$ . Par ailleurs, l'exigence pour les connexions de type R peut être assimilée par hypothèse à celle correspondant à  $\varphi = 2$ , alors que l'exigence pour les connexions de type RH peut être assimilée de manière conservatrice à celle correspondant à  $\varphi = 5$ .

Pour les éprouvettes *push-out* de type R (taille 100), la rigidité à 64 % de  $v_R$  vaut environ  $3200 \text{ N/mm}^2$  (figure 5.16 a)). Pour les éprouvettes *push-out* de type RH (taille 33), la rigidité à 64 % de  $v_R$  vaut environ  $5800 \text{ N/mm}^2$  (figure 5.16 b)). La rigidité des éprouvettes *push-out* de type RH mais de taille supérieure à 33 est encore plus élevée (figure 5.16 c)). Ces rigidités sont donc toutes supérieures aux exigences formulées. Par conséquent, la section mixte dont la liaison entre l'acier et le béton est réalisée par une connexion par adhérence peut être considérée comme monolithique pour le calcul de sa résistance en section et de son inertie flexionnelle.

### 7.3.4 Ductilité et capacité de déformation

L'exigence pour effectuer un calcul plastique de la distribution de l'effort rasant est formulée par l'inéquation suivante:

- $s_{2k} \geq 6 \text{ mm}$ .

Cette capacité de déformation n'est pas disponible dans les connexions par adhérence, qu'elles soient de type R ou de type RH. Par conséquent, et à défaut de critère plus précis pour calculer la capacité de déformation et la ductilité requise, un calcul élastique de la distribution de l'effort rasant est requis. De faibles redistributions peuvent se produire en pratique, mais aucune méthode de calcul permettant de les prendre explicitement en compte n'a pu être identifiée.

Ce résultat constitue une limitation pour le dimensionnement des connexions par adhérence. Toutefois, les conséquences pratiques de cette limitation sont faibles puisque l'effort rasant élastique qui doit être supporté par la connexion, bien que supérieur à l'effort rasant moyen calculé plastiquement, peut être supporté par les connexions par adhérence étant donné leur grande résistance. Un calcul plastique de la résistance en section peut également être effectué, à condition de tenir compte explicitement des effets dus à la formation de la rotule plastique sur la distribution élastique de l'effort rasant. Une méthode de calcul permettant de calculer ces effets a été présentée dans le chapitre 6. Elle est synthétisée au paragraphe 7.4.3

### 7.3.5 Durabilité

Comme cela a été présenté dans la section 1.1, les **connexions par adhérence** répondent parfaitement aux exigences en matière de durabilité puisqu'elles ont été développées en particulier pour répondre aux exigences formulées dans la section 2.6. Deux questions restent toutefois encore ouvertes à ce sujet:

- La couche d'adhérence possède-t-elle une durabilité suffisante face aux attaques physico-chimiques telles que variations de température et d'humidité? Les ponts mixtes dont la dalle est collée à l'aide d'une résine époxy construits en Allemagne de l'Est durant les années 60 et 70 par Hänsch ne montrent pour l'instant aucun signe de dégradation [Dauner 2005]. Le temps écoulé depuis leur construction est cependant encore trop court pour pouvoir conclure de manière certaine.
- Le coulis de ciment est-il suffisamment stable chimiquement pour garantir une résistance constante dans le temps? Les causes de dégradations possibles sont la ségrégation eau/ciment ainsi qu'une réaction chimique avec le béton de la dalle. Le risque dans ce domaine est faible mais mérite toutefois d'être mentionné.

Relevons encore les caractéristiques suivantes qui confèrent une durabilité élevée aux **dalles préfabriquées** liées à la poutre en acier à l'aide d'une connexion par adhérence:

- La mise en précontrainte longitudinale est aisée car la dalle peut librement glisser sur l'aile supérieure de la poutre avant l'injection du coulis de ciment. Ce glissement est possible même en présence d'une couche d'adhérence car la dalle repose sur des taquets en acier permettant de maintenir une distance constante et non nulle entre la dalle et la poutre (figure 3.30). Une précontrainte efficace de la dalle seule et non de la section mixte permet d'en limiter la fissuration.
- La dalle est entièrement préfabriquée, ce qui permet la réalisation d'une cure soignée et donc l'obtention d'un béton compact, peu perméable. De plus, l'emploi d'une dalle préfabriquée liée à la poutre une fois entièrement mise en place permet de réduire les contraintes de traction dans la dalle en service d'au moins 50 % par rapport à une dalle bétonnée à l'avancement [Ducret 1997].
- La connexion est très rigide (tableau 3.6) et, par sa nature même, adhère efficacement au béton. Par conséquent, les fissures transversales de la dalle en béton sont distribuées à intervalles réguliers et leur ouverture reste faible.

### 7.3.6 Exécution

Une étude détaillée de la technique d'exécution sort du cadre de cette étude. Les exigences définies à la section 2.7 peuvent toutefois être évaluée à la lumière des études spécifiques effectuées sur la technique d'exécution par Dauner [Dauner 2002, Dauner 2005].

- **Rapidité de construction:** La préfabrication complète de la dalle, une méthode d'injection rationnelle puisque permettant l'injection de tronçons d'environ 50 mètres, ainsi que le collage des joints de dalle transversaux assurent une durée de construction de la dalle largement inférieure à celle d'une dalle coulée en place. La mise en place de dalles préfabriquées par ripage pourrait faire l'objet d'une étude particulière visant à réduire au strict minimum les moyens de levage nécessaires sur le chantier. Les connexions par adhérence, de par leur géométrie continue, se prêtent *a priori* bien à de telles opérations de montage. Dans tous les cas, une grande rapidité de construction de la dalle peut être attendue avec les connexions par adhérence.
- **Simplicité de construction:** La technique d'exécution a été validée expérimentalement sur un modèle à l'échelle 1:1 [Dauner 2005]. Cette technique a globalement donné entière satisfaction. Le

système d'étanchéité longitudinale constitue toutefois le point faible de la technique d'exécution. Délicat à mettre en œuvre de manière fiable, il demande trop de temps par rapport au reste du montage de la dalle. Une solution concertée avec les entreprises susceptibles d'effectuer l'injection de la connexion est souhaitable. Etant donnée que les entreprises effectuant l'injection sont habituellement aussi capables de procéder au collage des dalles (joints transversaux) et à la mise en précontrainte longitudinale, une seule entreprise serait alors nécessaire pour effectuer tous les travaux de construction de la dalle en béton sur le chantier. Cela constitue évidemment un avantage organisationnel qui aura des répercussions positives sur les coûts ainsi que sur les délais. En conclusion, la technique d'exécution préconisée actuellement peut être jugée fiable et performante. Une réserve est toutefois émise au sujet du système d'étanchéité longitudinale.

- **Fiabilité du système:** La fiabilité du système concerne deux aspects. Le premier est lié à la rugosité des surfaces en béton. Suite aux nombreux problèmes à ce sujet rencontrés lors de la phase expérimentale (§ 3.3.1 et 3.4.1), des spécifications détaillées ont été proposées (sect. 7.5). Elles concernent en particulier le mode opératoire permettant d'atteindre la rugosité requise ainsi que des valeurs limites objectives permettant un contrôle de la qualité. Ce contrôle doit être exécuté en atelier bien avant la livraison des dalles sur le chantier, de manière à pouvoir remédier à tout défaut constaté. Le second aspect lié à la fiabilité du système concerne le contrôle de l'injection. En effet, il est crucial pour la résistance de la connexion que le coulis d'injection remplisse tout l'espace situé entre la dalle et la poutre. Pour ce faire, des moyens de contrôle simples, largement inspirés de ceux mis en œuvre pour contrôler l'injection des gaines de précontrainte, ont été proposés (sect. 7.5). Relevons qu'aucun défaut d'injection n'a été relevé dans les essais effectués jusqu'à aujourd'hui. La fiabilité du système peut donc être garantie à un niveau suffisant si quelques contrôles simples de la qualité sont mis en œuvre en temps opportun.

### 7.3.7 Economie

En plus de l'intérêt économique déjà discuté à la section 2.8 de disposer d'un système de connexion permettant de réduire la durée des travaux, en particulier lors d'interventions sur des ouvrages existants, l'intérêt économique d'une connexion est largement lié à la technique d'exécution et aux matériaux utilisés pour la connexion. La technique d'exécution a déjà été discutée au paragraphe 7.3.6. Les matériaux utilisés pour la réalisation de la connexion sont également économiques:

- la tôle striée (BRI 8/10) est un produit industriel standardisé, elle peut être soudée à l'aide de bancs de soudage automatiques,
- la couche d'adhérence est un produit industriel utilisé pour l'accrochage du revêtement bitumineux sur les dalles orthotropes en acier [Avenarius-Agro 2003, SIKA 2004].

Le coulis d'injection est un matériau plus onéreux, puisqu'il doit répondre à des exigences contradictoires (grande résistance à la compression et fluidité élevée à l'état frais). Toutefois, les quantités nécessaires sont peu importantes, soit environ 10 litres par mètre linéaire de connexion.

L'utilisation de la tôle striée dans le sens «R2», soit avec la grande diagonale des losanges orientées parallèlement au sens de cisaillement, permettrait de réduire le travail de découpe et de soudage requis lorsque la grande diagonale est placée perpendiculairement au sens du cisaillement. Cela se ferait au prix d'une diminution de la résistance à l'effort rasant. L'évaluation de cette solution est effectuée au paragraphe 7.6.2. Elle montre un comportement prometteur qui devrait toutefois être validé expérimentalement par des essais *push-out* avant d'être mis en œuvre sur un ouvrage réel.

Le bilan économique des connexions par adhérence semble donc intéressant, et cela d'autant plus si l'influence d'une telle méthode de connexion sur la durée des travaux ainsi que sur la durabilité de l'ouvrage (coût du cycle de vie) est prise en compte.

### 7.3.8 Synthèse

De manière générale, les caractéristiques des connexions par adhérence de type R (tôle striée) et RH (tôle striée avec couche d'adhérence sur l'aile) sont telles que les exigences formulées au chapitre 2 et synthétisées dans le tableau 2.2 sont respectées. Les exceptions à cela sont:

- **Résistance à la fatigue:** Trop peu d'essais ont été réalisés pour se prononcer de manière univoque sur la question de la résistance à la fatigue. Bien que les résultats semblent indiquer une résistance à la fatigue suffisante, sa quantification nécessite des études complémentaires tant pour les connexions de type R que de type RH. Un rapport  $(v_{\max}/v_R)_D = 1/3$  peut être retenu comme estimation conservatrice de la limite de fatigue à défaut de recherches plus détaillées.
- **Résistance à la traction:** En cas de flexion transversale importante de la dalle au droit d'une entretoise, la résistance à la traction des connexions par adhérence semble insuffisante. Toutefois, la valeur précise de la sollicitation ainsi que le modèle de résistance à ce type d'effort sont mal connus à ce jour. Des études en cours devraient permettre de clarifier cette question. A défaut, la résistance à l'effort rasant de la connexion doit être négligée au droit des entretoises.
- **Ductilité et capacité de déformation:** Les connexions par adhérence ne possèdent pas une ductilité suffisante pour effectuer un calcul plastique de la distribution de l'effort rasant le long de l'axe de la poutre (capacité de déformation  $s_2$  inférieure aux 6 mm normatifs). Toutefois, un calcul plastique de la résistance en section peut être effectué, à condition de tenir compte explicitement des effets de la formation de la rotule plastique sur la distribution de l'effort rasant. Le dimensionnement en section peut donc être effectué plastiquement, alors que le dimensionnement de la connexion doit être effectué élastiquement.
- **Exécution:** La technique d'étanchéification latérale pour l'injection du coulis de ciment, utilisant un tuyau gonflé par de l'eau sous pression, permet une exécution de qualité mais ralenti le processus de construction. Cette méthode pourrait être améliorée dans le but de réduire le temps et le coût de construction.

Les connexions par adhérence répondent aux principales exigences en matière de robustesse, d'économie et de durabilité. Les quelques exigences dont le respect n'a pas pu être démontré ne remettent toutefois pas en cause l'emploi de ce type de connexion. Elles appellent seulement à une certaine prudence dans le dimensionnement. Les restrictions devant en particulier être respectées dans cette optique sont:

- Ne pas employer des connexions par adhérence pour des ponts-rails à défaut d'investigations concluantes en ce qui concerne la résistance à la fatigue.
- Négliger la résistance à l'effort rasant au droit des entretoises.
- Prendre en compte explicitement la distribution élastique de l'effort rasant dans le dimensionnement de la connexion en cas de calcul plastique de la résistance en section en travée (§ 6.3.1, § 7.4.3).

## 7.4 MÉTHODE DE DIMENSIONNEMENT SIMPLIFIÉE

Cette section rappelle la méthode de calcul simplifiée proposée à la section 5.5. Une comparaison entre cette méthode simplifiée et les règles de dimensionnement proposées par Dauner [Dauner 2005] est ensuite présentée et commentée. Enfin, la méthode de dimensionnement des poutres mixtes recommandée pour tenir compte de la ductilité limitée des connexions par adhérence est rappelée.

### 7.4.1 Méthode de calcul simplifiée pour la résistance de la connexion

Cette section synthétise la méthode de calcul simplifiée proposée à la section 5.5. Elle présente de manière systématique les hypothèses à contrôler et les calculs à effectuer pour déterminer la résistance à l'effort rasant  $v_{Rd}$  d'une connexion par adhérence de type R ou RH.

Les conditions préalables à l'application de la méthode sont les suivantes:

- Le coulis de ciment utilisé doit respecter la condition  $f_c > 80 \text{ N/mm}^2$ .

- Des dispositions doivent être prise pour éviter une rupture dans le béton. Cela peut être effectué en disposant des étriers autour de la rainure avec un enrobage aussi faible que possible, idéalement nul (figure 7.3 b)) et en utilisant un béton de qualité C40/50 au minimum.
- Les caractéristiques des surfaces doivent correspondre aux exigences formulées à la section 7.5, en particulier en ce qui concerne la rugosité des surfaces en béton et les caractéristiques géométriques des tôles striées.

Le calcul de  $v_{Rd}$  peut alors être effectué en 9 étapes comme suit:

1. Choisir la géométrie de la connexion ( $b_1$  et  $b_2$ , figure 7.3), ainsi que la géométrie de la dalle (largeur, épaisseur) et la position des armatures transversales. En cas de connexion de type RH, les largeurs doivent respecter la relation  $b_2 > b_1$ . Choisir également si une précontrainte transversale sera mise en œuvre et, le cas échéant, déterminer la force de précontrainte et le tracé des câbles.
2. Calculer la position  $x_c$  de l'axe neutre élastique au droit des poutres maîtresses correspondant à la flexion des porte-à-faux et à une éventuelle précontrainte transversale (figure 7.3 a)) avec le module d'élasticité du béton correspondant aux actions de longue durée.
3. Si la hauteur  $h_1$  du connecteur est supérieure à la hauteur de la zone comprimée, réduire sa hauteur à  $h_{1,eff} = b_1/2 = x_c$ . Cela correspond à négliger la résistance à l'effort rasant de la partie de connecteur située dans une zone en traction (figure 7.3 a)).
4. Calculer les contraintes moyennes de compression due aux charges de longue durée appliquées après la réalisation de l'injection sur les interfaces selon les règles habituelles du béton armé. Tenir compte d'un facteur de charge pour les actions de longue durée  $\gamma_{G,min} = 0.80$ . Les contraintes de compression (compression:  $\sigma \geq 0$ ) doivent respecter les limites  $0 \leq \sigma_{ext,1} \leq 3.0 \text{ N/mm}^2$  et  $0 \leq \sigma_{ext,2} \leq 1.0 \text{ N/mm}^2$ . Si les contraintes de compression sont plus importantes que ces limites, tronquer la contrainte à la valeur de la limite. La résistance de l'interface à l'effort rasant doit être négligée là où la contrainte agit en traction.
5. Calculer la rigidité de la dalle  $k_{dalle}$  à l'aide de la relation (7.5) (§ 5.4.6). Si cette rigidité est supérieure à  $20 \text{ N/mm}^3$ , utiliser  $k_{dalle} = 20 \text{ N/mm}^3$ . Si elle est inférieure à  $5 \text{ N/mm}^3$ , modifier la géométrie de la dalle de manière à obtenir  $k_{dalle} \geq 5 \text{ N/mm}^3$ .

$$k_{dalle} = \frac{E_c h_3}{\xi \cdot h \cdot h_1} \left( \frac{h_2 + h_3}{h_2} \right)^\alpha \quad (7.5)$$

$E_c$  : module d'élasticité du béton correspondant à la durée d'application des charges sollicitant la connexion

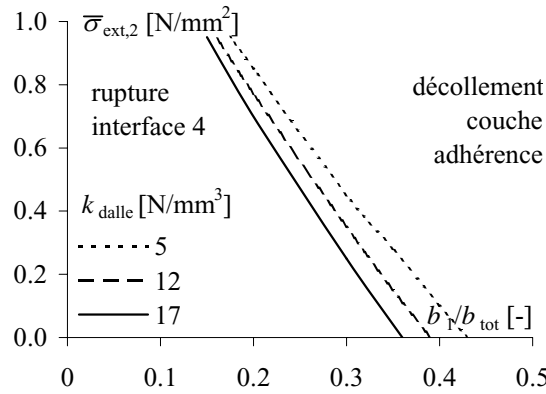
$h, h_i$  : grandeurs géométriques définies à la figure 7.3 b)

$\xi$  : paramètre adimensionnel,  $\xi = 33$

$\alpha$  : paramètre adimensionnel,  $\alpha = 0.3$

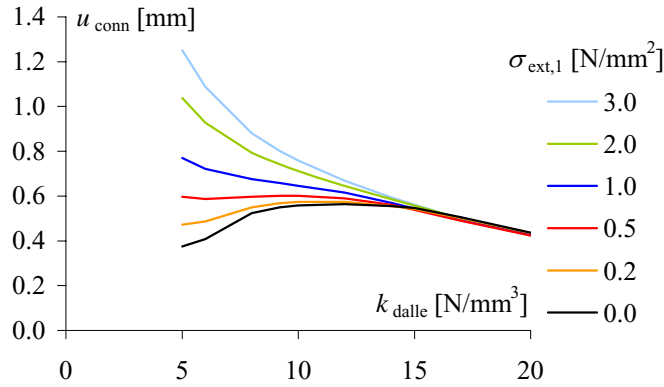
6. Contrôler que la rupture ne se produise pas par décollement de la couche d'adhérence en calculant d'abord la valeur de  $\bar{\sigma}_{ext,2}$  (équation (7.6)) puis en utilisant la figure 7.4. Le cas échéant, modifier un ou plusieurs paramètres pour entrer dans le domaine de validité de la méthode.

$$\bar{\sigma}_{ext,2} = \sigma_{ext,2} + \frac{0.25 \sigma_{ext,1}}{2.3} \quad (7.6)$$



**Figure 7.4 - Décollement de la couche d'adhérence**

7. Déterminer l'écartement  $u_{conn}$  à l'aide de la figure 7.5 ou du tableau B.1 (Annexe B). Si la connexion est de type RH, déterminer également le coefficient  $\chi$  à l'aide de relation (7.7).



**Figure 7.5 - Coefficient  $u_{conn}$**

$$\chi = 1.0 + 5 \frac{b_1}{b_{tot}} \leq 2.0 \quad (7.7)$$

8. Calculer  $v_R$  à l'aide de la relation (7.8) pour les connexions de type R ou des relations (7.8) à (7.10) pour les connexions de type RH.

$$v_R = v_{R,1} = b_1 \tau_{R,1} = b_1 (c_{R,1} + d_{R,1} (\sigma_{ext,1} + k_{dalle} u_{conn})) \quad (7.8)$$

- $v_R$  : résistance à l'effort rasant de la connexion (type R)
- $v_{R,1}$  : résistance à l'effort rasant de la partie connecteur (interface tôle striée - coulis de ciment)
- $b_1$  : largeur des interfaces sur le connecteur,  $b_1 \leq 2x_c$
- $x_c$  : hauteur comprimée de béton due à la flexion transversale des porte-à-faux
- $\tau_{R,1}$  : contrainte de cisaillement à la rupture dans la partie de connexion «connecteur»
- $c_{R,1}$  : coefficient constant,  $c_{R,1} = 0.93 \text{ N/mm}^2$
- $d_{R,1}$  : coefficient constant,  $d_{R,1} = 0.8 [-]$
- $k_{dalle}$  : rigidité de la dalle en béton, calculée à l'aide de la relation (7.5)
- $u_{conn}$  : coefficient déterminé à l'aide de la figure 7.5 ou du tableau B.1

$$v_R = \chi (v_{R,1} + v_{R,2}) \quad (7.9)$$

- $v_R$  : résistance à l'effort rasant de la connexion (type RH)

- $\chi$  : coefficient déterminé à l'aide de la relation (7.7)  
 $v_{R,2}$  : résistance à l'effort rasant de la partie aile (interface béton - coulis de ciment) d'après la relation (7.10)

$$v_{R,2} = b_2 \tau_{R,2} = b_2 (c_{R,4} + d_{R,4} \sigma_{\text{ext},2}) \quad (7.10)$$

- $\tau_{R,2}$  : contrainte de cisaillement à la rupture dans la partie de connexion «aile»  
 $b_2$  : largeur des interfaces sur l'aile  
 $c_{R,4}$  : coefficient constant,  $c_{R,4} = 0.94 \text{ N/mm}^2$   
 $d_{R,4}$  : coefficient constant,  $d_{R,4} = 0.4 [-]$

9. Calculer  $v_{Rk}$  à l'aide de l'équation (7.11) puis  $v_{Rd}$  à l'aide de l'équation (7.12).

$$v_{Rk} = \eta v_R \quad (7.11)$$

- $\eta$  : facteur de réduction,  $\eta = 0.8$

$$v_{Rd} = \frac{v_{Rk}}{\gamma_v} \quad (7.12)$$

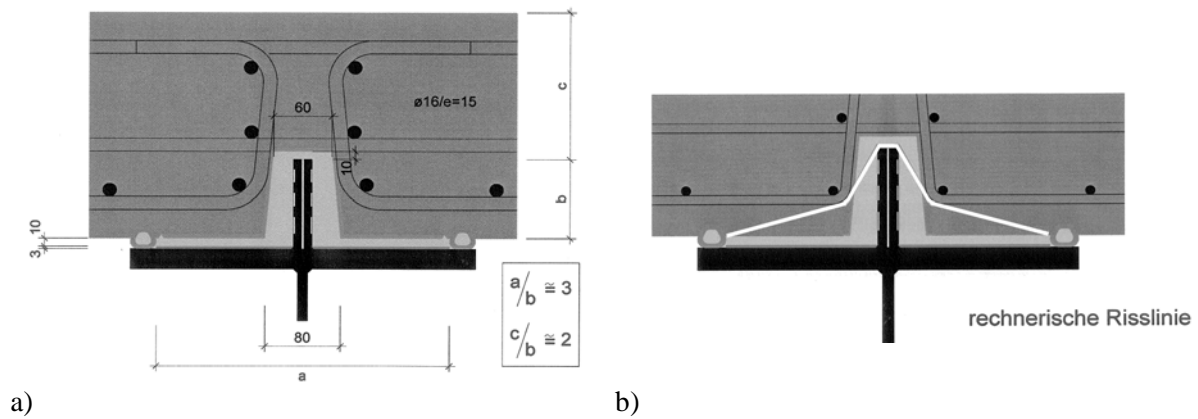
- $\gamma_v$  : facteur de résistance pour les connexions,  $\gamma_v = 1.25$  selon l'EC-4 [EC-4.1.1 2004]

L'étape 4. peut être négligée si la prise en compte des contraintes de compression n'est pas nécessaire pour garantir la sécurité structurale. Dans ce cas, admettre simplement  $\sigma_{\text{ext},i} = 0$ .

La vérification de la sécurité à la fatigue peut être effectuée en contrôlant que  $v_{\text{max}}/v_R < 1/3$  (équation (7.1)).

#### 7.4.2 Comparaison avec les règles de dimensionnement proposées par Dauner

Dauner [Dauner 2005] a publié des règles simples permettant de calculer la résistance des connexions par adhérence de type RH. Ces règles ne sont toutefois valables que pour une géométrie particulière, illustrée à la figure 7.6 a). Elles sont basées sur les résultats des essais *push-out* (sect. 3.3). Une surface de rupture de largeur  $b_r$  traversant le béton est admise, comme illustré à la figure 7.6 b).



**Figure 7.6 - Géométrie de la connexion de type RH retenue par Dauner [Dauner 2005], a) géométrie, b) position de la surface de rupture**

La résistance  $v_{Rk}$  est obtenue d'après Dauner à l'aide de la relation suivante:

$$v_{Rk} = \tau_{Rk} b_r = \left( \tau_{Rk,0} + \frac{2K_1 \sigma_{\text{ext},1} + 3K_2 \sigma_{\text{ext},2}}{5} \right) b_r \quad (7.13)$$

- $\tau_{Rk,0}$  : contrainte de cisaillement à la rupture en l'absence de contraintes normales extérieures,  $\tau_{Rk,0} = 5.0 \text{ N/mm}^2$  si les surfaces en béton sont suffisamment rugueuses (sect. 7.5)  
 $K_1, K_2$  : coefficients (à déterminer)

La comparaison entre la résistance prédite par les relations (7.9) et (7.11) et la relation (7.13) ne peut se faire sans préciser les dimensions de la dalle, puisque celles-ci interviennent dans le calcul de  $k_{dalle}$  (équation (7.5)). De plus, cette comparaison fait intervenir le rapport  $b_r/b_{tot}$  car les surfaces de rupture considérées dans le calcul selon les deux méthodes ne sont pas les mêmes. En choisissant une connexion avec  $b_1 = 260 \text{ mm}$ ,  $b_2 = 400 \text{ mm}$ ,  $h = 400 \text{ mm}$ ,  $E_c = 34000 \text{ N/mm}^2$ , un enrobage de l'armature supérieure de 50 mm et en l'absence de contraintes  $\sigma_{ext,i}$ , les résultats suivants sont obtenus ( $b_r/b_{tot} = 0.9$ ,  $\chi = 2.0$ ,  $k_{dalle} = 9.9 \text{ N/mm}^3$ ):

- Méthode simplifiée proposée dans cette thèse :  $v_{Rk} = 2833 \text{ kN/m}$
- Règles de dimensionnement proposées par Dauner :  $v_{Rk} = 2809 \text{ kN/m}$

Pour cette géométrie, les règles de dimensionnement proposées par Dauner fournissent un résultat très proche de celui obtenu avec la méthode simplifiée proposée dans cette thèse. Relevons que le calcul de  $v_{Rk}$  selon cette dernière méthode fait intervenir le facteur de réduction  $\eta = 0.8$  (équation (7.11)) qui tient compte entre autres de la dispersion des résultats d'essais. Les règles de dimensionnement de Dauner ne font pas intervenir explicitement un tel coefficient. Une appréciation de la dispersion est au contraire implicitement intégrée dans la valeur  $\tau_{Rk,0} = 5.0 \text{ N/mm}^2$ . Cette appréciation semble fournir des résultats très proches de l'évaluation statistique.

La comparaison entre les deux méthodes permet également de déterminer la valeur des coefficients  $K_1$  et  $K_2$  proposés par Dauner sans toutefois fixer de valeurs numériques. Relevons que ces coefficients sont moins dépendant de la géométrie que la contrainte  $\tau_{Rk,0}$ .

$$K_1 = \eta \chi d_{R,1} \frac{b_{tot}}{b_r} = 1.42 \approx 1.4 \quad (7.14)$$

$$K_2 = \eta \chi d_{R,4} \frac{b_{tot}}{b_r} = 0.71 \approx 0.7 \quad (7.15)$$

Ces règles de dimensionnement ne sont toutefois valables que si la surface de rupture le long de l'aile passe par l'interface béton - coulis de ciment. Elles ne sont plus valables si la rupture se produit par décollement de la couche d'adhérence. Or, pour la géométrie proposée (figure 7.6 a)), une telle rupture risque de se produire même sans contrainte normale extérieure suivant la rigidité de la dalle (figure 5.21). Le rapport  $b_1/b_{tot}$  proposé par Dauner (figure 7.6 a)) se situe donc à la limite de ce qui est admissible pour éviter le risque d'une rupture prématurée et fragile.

### 7.4.3 Méthode de dimensionnement des poutres mixtes acier - béton

#### Calcul élastique de la résistance en section

En tous les cas, un calcul élastique de la distribution de l'effort rasant le long de l'axe de la poutre peut être effectué lorsque la résistance en section est calculée élastiquement. La distribution de l'effort rasant  $v_{Ed}(x)$  est alors donnée par la relation suivante:

$$v_{Ed}(x) = \frac{dN_{cd}(x)}{dx} = \sum \frac{V_{id}(x)S(x)}{I_{bi}(x)n_i} \quad (7.16)$$

- $N_{cd}(x)$  : effort de compression dans la dalle  
 $x$  : distance mesurée le long de l'axe longitudinal de la poutre  
 $V_{id}(x)$  : effort tranchant dans une poutre mixte dû à une charge  $i$  agissant sur la section mixte  
 $S(x)$  : moment statique de la dalle de largeur  $b_{eff}$  par rapport à l'axe neutre de la poutre mixte  
 $I_{bi}(x)$  : inertie d'une poutre mixte, calculée avec le coefficient d'équivalence élastique  $n_i$



$n_i$  : coefficient d'équivalence élastique (varie en fonction de la durée d'application de la charge créant l'effort  $V_i$ ) calculé avec les résistances «de calcul» des matériaux, soit avec les facteurs de résistance partielle

L'effort rasant dû à l'introduction de charges concentrées, à une différence de température entre la dalle et la poutre en acier et à l'éventuel retrait qui s'effectue après réalisation de la connexion doit également être pris en compte.

Le dimensionnement de la connexion s'effectue ensuite en veillant à ce que dans chaque section la relation (7.17) soit satisfaite. Cela signifie que la résistance de la connexion  $v_{Rd}(x)$ , calculée selon les indications du paragraphe 7.4.1, peut être adaptée pour s'ajuster au mieux à la variation de l'effort rasant le long de l'axe de la poutre.

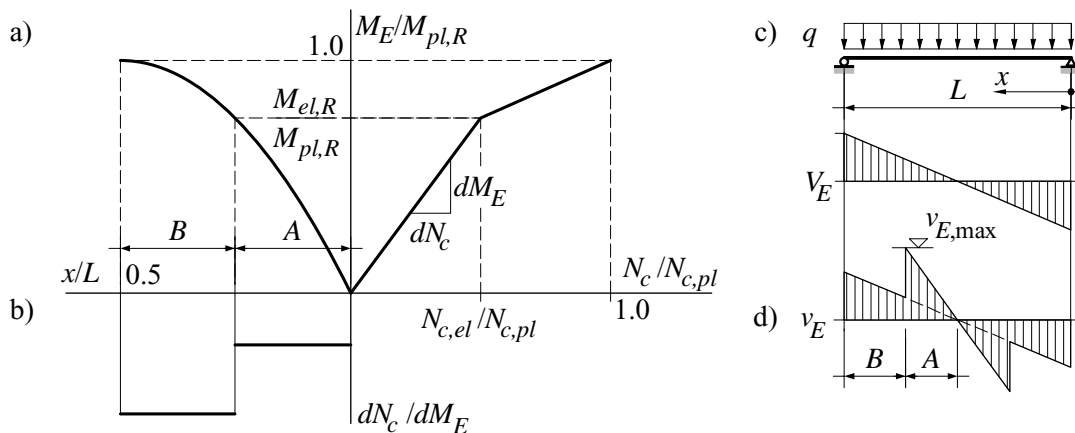
$$v_{Rd}(x) \geq v_{Ed}(x) \quad (7.17)$$

### Calcul plastique de la résistance en section

Un calcul plastique de la résistance en section peut être effectué si l'effort rasant calculé élastiquement dû à la formation de la rotule plastique est pris en compte. La distribution de l'effort rasant peut être calculée à l'aide de la méthode de calcul illustrée à la figure 7.7 pour les connexions par adhérence de type R et de type RH. Cette méthode peut être décrite en quatre étapes, ici dans le cas d'un ouvrage étayé:

1. Déterminer les résistances à la flexion  $M_{pl,R}$  (plastique) et  $M_{el,R}$  (élastique), ainsi que les efforts de compression dans la dalle en béton associés à ces résistances  $N_{c,pl}$  et  $N_{c,el}$  d'après les règles habituelles de la mécanique des structures, mais avec les valeurs caractéristiques des résistances des matériaux, sans facteur de résistance partielle. Tracer le diagramme bilinéaire comme celui illustré à la figure 7.7 a) à droite.
2. A l'aide du diagramme du moment de flexion (figure 7.7 a) à gauche), calculer la pente  $dN_c(x)/dM_E(x)$  en fonction de  $x$ , comme illustré à la figure 7.7 b).
3. Déterminer le diagramme de l'effort tranchant  $V_E(x)$  dû aux charges ( $q$ ,  $Q$ ) provoquant un moment maximal  $M_E = M_{pl,R}$ . Les charges ( $q$ ,  $Q$ ) sont plus grandes que les charges ( $q_d$ ,  $Q_d$ ) utilisées pour le dimensionnement plastique de la section puisque  $M_{pl,R} > M_{pl,Rd}$ . Un tel diagramme est illustré à la figure 7.7 c) dans le cas d'une charge uniformément répartie.
4. Calculer l'effort rasant  $v_E(x)$  le long de l'axe de la poutre en utilisant la relation (7.18). Le résultat de ce calcul est illustré à la figure 7.7 d). Identifier la valeur maximale  $v_{E,max} = \max(v_E(x))$

$$v_E(x) = V_E(x) \cdot \frac{dN_c(x)}{dM_E(x)} \quad (7.18)$$



**Figure 7.7 - Détermination de l'effort rasant élastique en cas de calcul plastique de la résistance en section, a) relation  $M_E - N_c$ , b) pente  $dN_c/dM_E$ , c) distribution de  $V$ , d) distribution de  $v_E$**

Une fois la distribution de l'effort rasant  $v_E$  connue, la connexion par adhérence de type RH ou de type R peut être dimensionnée de manière à ce que *dans chaque section*  $v_{Rd} \geq v_{E, \max}$ . Cela signifie que *la résistance de la connexion ne peut pas être échelonnée* pour s'ajuster au diagramme de l'effort rasant calculé au point 4 ci-dessus, mais qu'elle doit être partout supérieure ou égale à la valeur maximale de ce diagramme.

Dans le cas d'un ouvrage non étayé, la méthode reste valable mais doit être adaptée, en particulier en ce qui concerne le calcul de  $M_{el}$  et du diagramme  $M_E - N_c$ .

### Calcul plastique de la distribution de l'effort rasant

Aucun calcul plastique de la distribution de l'effort rasant ne peut être effectué avec les connexions par adhérence à cause de leur faible ductilité qui limite les possibilités de redistributions d'efforts.

## 7.5 TECHNIQUE D'EXÉCUTION

En parallèle à la présente étude, plusieurs essais relatifs à la technique d'exécution ont été effectués. De nombreux détails technologiques permettant d'assurer une mise en œuvre rapide, simple et fiable de la connexion sont spécifiés dans [Dauner 2005]. Les principaux enseignements pratiques issus de ces essais sont résumés ci-après.

### Dalle en béton

- Le béton doit être au minimum de qualité C40/50 selon la norme SIA 262 [SIA-262 2003].
- Les surfaces en béton contribuant à la résistance de la connexion doivent être rendues suffisamment rugueuses. La rugosité doit atteindre au minimum les valeurs qui ont permis d'obtenir les résultats expérimentaux à l'aide desquels le modèle mécanique et la méthode de calcul simplifiée ont été validés. Ces exigences sont résumées dans le tableau 7.1 pour les différents indicateurs de rugosité définis dans l'annexe A.

**Tableau 7.1 - Exigences pour la rugosité des surfaces en béton**

| Mesure   | $\Delta z$ [mm] | $R_a$ [mm] | $Z_2$ [-] | $R_p$ [-] |
|----------|-----------------|------------|-----------|-----------|
| Exigence | 6.0             | 0.95       | 0.82      | 1.21      |

- Ces exigences peuvent être satisfaites de différentes manières. Pour les essais décrits dans cette thèse, cette rugosité a été obtenue par l'emploi d'un retardateur de prise de type Pieri DRC 6/80 pour le béton standard et de type Pieri DRC 6/130 pour le béton autocompactant (SCC), posé au fond du coffrage. Après décoffrage, le lait de ciment est éliminé au jet d'eau sous pression. D'autres méthodes comme par exemple l'hydrodémolition peuvent également être employées. Le recours à des moyens mécaniques comme par exemple le marteau à aiguilles est déconseillé car ces méthodes ont tendance à endommager le béton en profondeur [Abu-Tair 2000, Perez 2005].

### Tôle striée

- La tôle striée doit être placée dans le sens illustré à la figure 7.10 a).
- Deux tôles de type BRI 8/10 doivent être soudées dos-à-dos.

### Couche d'adhérence

- En cas d'utilisation d'une couche d'adhérence, il est crucial que l'adhésion de celle-ci sur l'aile supérieure soit au moins égale à la contrainte utilisée dans le modèle mécanique, soit  $e_2 = 5.5 \text{ N/mm}^2$ . Pour atteindre cette valeur, un sablage de l'aile supérieure, au minimum répondant aux spécifications SA 2½, doit être effectué. Pour éviter qu'une pellicule corrodée ne se reforme après le sablage, celui-ci devrait être réalisé immédiatement avant l'application de la couche d'adhérence.

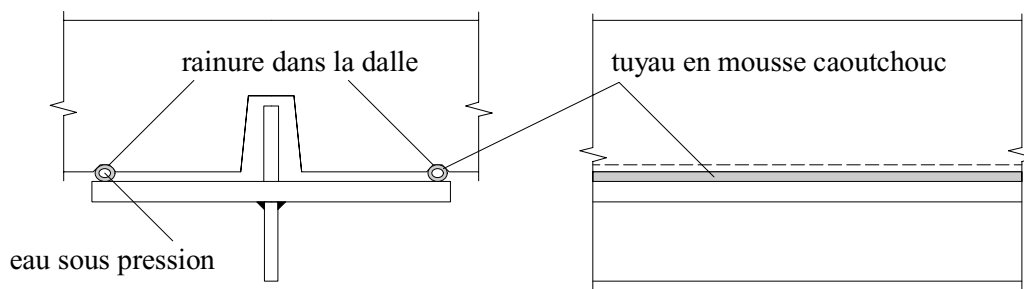
- Aucune protection anticorrosion ne doit être déposée sur les surfaces sur lesquelles est appliquée la couche d'adhérence.
- La couche d'adhérence utilisée pour les essais décrits dans ce document est constituée d'une couche d'environ 1 mm de résine Icosit Haftmasse de la maison SIKa [SIKA 2004], recouverte entièrement à l'état frais de sable de granulométrie 2 - 3.2 mm.

### **Pose des dalles et mise en précontrainte**

- Des taquets métalliques de 10 à 12 mm d'épaisseur doivent être soudés sur l'aile supérieure (figure 3.30) de manière à garantir cet espace entre la poutre en acier et les dalles en béton au moment où celles-ci sont déposées sur les poutres. Si cet espace est trop faible, le coulis de ciment ne peut pas être injecté correctement.
- La mise en précontrainte des dalles préfabriquées doit être effectuée avant l'injection.

### **Injection**

- Le coulis d'injection utilisé pour les essais décrits dans ce document (coulis H, § 3.2.1) est produit par la maison VSL International [Ganz 2002]. Sa résistance minimale à la compression vaut  $f_c = 80 \text{ N/mm}^2$ . Son temps d'écoulement avant injection devrait être inférieur à 20 secondes pour garantir une injection complète sans bulle d'air captive.
- Une étanchéité complète doit être effectuée le long du joint, comme illustré à la figure 7.8. Des tuyaux en mousse caoutchouc d'environ 25 mm de diamètre gonflés par de l'eau sous pression et glissés dans une rainure de la dalle permettent une bonne étanchéité mais ne sont pas aisés à mettre en place. A condition de prouver leur efficacité, d'autres moyens d'étanchéification latérale sont envisageables. Pour plus de détails au sujet de l'étanchéité longitudinale, se référer à [Dauner 2005].
- La longueur d'un tronçon pour l'injection peut atteindre 50 m. Les pompes utilisées dans la pratique pour l'injection de câbles de précontrainte fonctionnent pour l'injection de la connexion.
- Si la dalle est légère, il faut veiller à ce qu'elle ne se soulève pas sous l'effet de la pression d'injection.
- La complétude de l'injection peut être vérifiée au moyen de tubes de contrôle traversant verticalement la dalle à intervalles réguliers. Ce contrôle est important pour garantir la validité du modèle de résistance utilisé. D'autres moyens de contrôles non destructifs de la qualité de l'injection peuvent être trouvés dans [De Cuyper 1999].



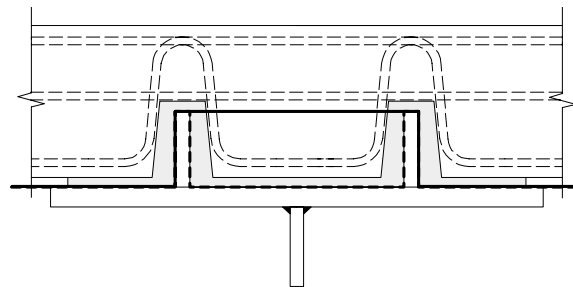
**Figure 7.8 - Etanchéité longitudinale**

## **7.6 EVOLUTIONS POSSIBLES**

Différentes variantes de connexions par adhérence peuvent être envisagées, dans le but d'améliorer l'une ou l'autre caractéristique du comportement des connexions étudiées dans cette thèse. Les paragraphes qui suivent abordent brièvement quelques unes de ces possibilités en précisant systématiquement le ou les buts recherchés, les connaissances déjà acquises sur ce type de connexion, la manière dont des connaissances plus détaillées pourraient être acquises et les éventuels désavantages attendus par rapport aux connexions étudiées jusqu'ici.

### 7.6.1 Connexion avec un double connecteur

La figure 7.9 illustre le principe d'une connexion par adhérence de type R avec un double connecteur. Le but d'une telle géométrie et d'améliorer la résistance de la connexion en augmentant la surface de connecteur située dans la zone comprimée de la dalle sans pour autant diminuer sa rigidité. La résistance des connexions de type R est, selon la géométrie, insuffisante pour résister à l'effort rasant (§ 7.3.1). Au lieu d'utiliser une connexion avec couche d'adhérence, qui présente une rupture plus fragile et un fluage plus marqué que les connexions de type R, il est intéressant de conserver une connexion de type R tout en augmentant la surface résistante.



**Figure 7.9** - Principe de connexion par adhérence avec un double connecteur

Bien qu'aucun résultat expérimental ne soit disponible pour une telle connexion, il est raisonnable d'imaginer qu'aussi longtemps que la rupture se produit dans les interfaces (figure 7.9, traitillé gras) et non dans le béton (figure 7.9, trait plein gras), une estimation conservatrice de la résistance doit pouvoir être calculée en multipliant par deux la résistance d'une connexion de type R avec un connecteur unique. Des armatures telles que celles figurant sur ce dessin sont susceptibles d'empêcher la rupture dans le béton de se produire. Cette connexion ne présente pas de désavantages particuliers.

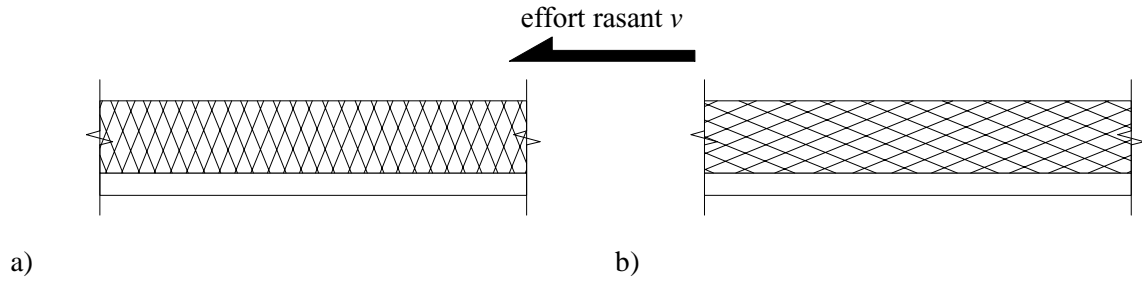
Pour pouvoir utiliser une telle connexion en pratique, il est toutefois nécessaire de valider cette hypothèse expérimentalement, par exemple par des essais *push-out*. Il existe *a priori* peu d'intérêt de développer un nouveau modèle de calcul pour cette géométrie.

### 7.6.2 Connexion avec les stries orientées dans le sens R2

La figure 7.10 illustre les deux orientations principales de la tôle striée dans une connexion par adhérence. Le sens «R1» place la grande diagonale perpendiculairement à l'effort rasant, alors que le sens «R2» place cette diagonale parallèlement à l'effort rasant.

Les tôles striées ont été utilisées lors des essais *push-out* (sect. 3.3) et dans l'étude paramétrique (sect. 5.4) dans le sens «R1». A cause du sens de laminage de ces tôles striées, cela correspond à utiliser la largeur de la tôle laminée dans le sens de la longueur de la poutre. Le connecteur est donc actuellement réalisé par la mise bout à bout de bandes d'environ 3 mètres de longueur, ce qui correspond à la largeur de la tôle laminée.

Si les stries étaient orientées dans le sens «R2», des bandes considérablement plus longues, limitées uniquement par le transport et la manutention, pourraient être produites. Cela limiterait le travail de découpage et de soudage et permettrait une diminution des coûts de production. Cela aurait également comme avantage d'améliorer la résistance à la traction puisque dans ce sens, les stries résistent selon le sens le plus favorable.

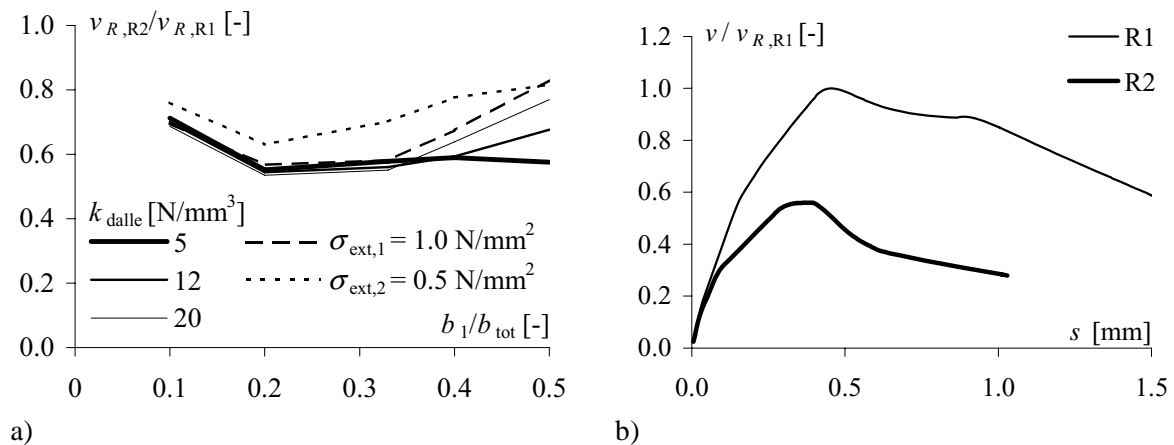


**Figure 7.10** - Connexion par adhérence, a) stries orientées dans le sens «R1»,  
b) stries orientées dans le sens «R2»

Une telle connexion peut aisément être simulée à l'aide du modèle mécanique puisque des lois de comportement ont été déterminées pour les tôles striées R2 au chapitre 4. Le reste du modèle mécanique n'est pas influencé par le type d'interface et peut donc être utilisé tel quel.

La figure 7.11 a) illustre le rapport des résistances  $v_R$  des connexions de type RH entre la variante «R2» et la variante «R1» lorsque  $k_{\text{dalle}} = 12 \text{ N/mm}^3$  et  $\sigma_{\text{ext},i} = 0$ , ainsi que pour la même connexion avec une variation de  $k_{\text{dalle}}$  ou de  $\sigma_{\text{ext},i} = 0$ . Le rapport  $v_{R,R2}/v_{R,R1}$  est compris entre 0.5 et 0.8. Il y a peu d'influence des différents paramètres sur ce rapport, sauf lorsque  $b_1/b_{\text{tot}}$  devient grand. A ce moment, la rupture par décollement de la couche d'adhérence dans les connexions «R1», qui n'est pas observée dans les connexions «R2», crée de grandes et brusques variations de la résistance  $v_{R,R1}$ . Pour rappel, la résistance de l'interface R2-H a été chiffrée à environ 65 % de celle de l'interface R1-H durant les essais de cisaillement direct (§ 4.4.1, tableau 4.3). L'ordre de grandeur de la réduction de la résistance dans les connexions de type RH est donc approximativement le même que dans les interfaces cisillées.

La figure 7.11 b) illustre la relation  $v - s$  lorsque  $b_1/b_{\text{tot}} = 0.33$ ,  $k_{\text{dalle}} = 12 \text{ N/mm}^3$  et  $\sigma_{\text{ext},i} = 0$ . La connexion avec les stries «R2» est moins ductile que celle avec les stries «R1». Cela est dû au fait que les ruptures des deux parties de la connexion sont pratiquement simultanées. Cette observation peut être généralisée à pratiquement toutes les combinaisons de paramètres.



**Figure 7.11** - Comparaison entre le comportement des connexions avec les stries disposées dans le sens «R1» et «R2», a) réduction de la résistance, b) comportement charge - glissement

Comme la résistance et la ductilité à l'effort rasant est diminuée par le changement d'orientation des stries, il apparaît intéressant d'effectuer un tel changement pour les connexions dont la résistance est très élevée, soit uniquement les connexions de type RH. Une méthode de calcul simplifiée basée sur les simulations du modèle mécanique pourrait être obtenue en adaptant les coefficients et les limites de validité définies pour les connexions dont les stries sont orientées dans le sens «R1». Une validation expérimentale serait souhaitable.

### 7.6.3 Autres matériaux d'injection

Le coulis d'injection utilisé jusqu'ici présente l'avantage d'être un matériau qui demande peu de technologie pour le produire, donc relativement bon marché. Ses performances, en particulier sa ductilité, ne sont toutefois pas aussi élevées que celles de certains autres matériaux comme par exemple des résines à base de polyuréthane. Ces matériaux pouvant être très fluides à l'état frais, ils offrent une résistance et une ductilité élevées. Un comportement plus ductile du matériel d'injection pourrait permettre d'améliorer la ductilité des interfaces et donc de la connexion. Cela devrait être mis en balance avec les coûts de production plus élevés qui résulteraient de l'utilisation d'un tel matériau.

Actuellement, aucune recherche n'a été menée dans cette direction. Cette voie reste complètement à explorer. Des recherches expérimentales sur les propriétés des interfaces cisailées mettant en œuvre une résine permettraient de calibrer des lois de comportement utilisables dans le modèle mécanique.

## 7.7 CONCLUSIONS

Ce chapitre contient de nombreuses informations à caractère pratique dans le but de répondre aux principales questions qui apparaissent lors de la conception, du dimensionnement et de la mise en œuvre d'une connexion par adhérence. Les éléments contenus dans ce chapitre sont issus en majorité des synthèses et conclusions des chapitres précédents, mais également des recherches sur la technique d'exécution effectuées par Dauner [Dauner 2005]. Les principales questions abordées, ainsi que les remarques les plus importantes à leur sujet, sont synthétisées ci-dessous.

Des recommandations ont tout d'abord été formulées pour la conception de la section transversale et de la connexion à proprement parler. Lors de la conception de la section transversale, une attention particulière devrait être vouée à la position transversale des poutres maîtresses, à l'épaisseur de la dalle, au tracé d'une éventuelle précontrainte ainsi qu'à la position des entretoises. Ces paramètres peuvent en effet permettre d'améliorer considérablement le comportement de la connexion. En ce qui concerne la conception de la connexion, des recommandations ont été formulées au sujet du type de connexion (R ou RH), de la hauteur du connecteur par rapport à l'épaisseur de la dalle et de la disposition des armatures. De manière générale, les connexions de type R devraient être utilisées partout où leur résistance est suffisante. Les connexions de type RH ne devraient être utilisées que lorsqu'une résistance à l'effort rasant particulièrement élevée doit être atteinte.

Le contrôle de l'adéquation entre les caractéristiques des connexions par adhérence et les exigences définies au chapitre 2 a permis de montrer que les connexions par adhérence de type R et RH répondent de manière générale aux exigences (résistance à l'effort rasant, comportement en service, durabilité, économie ainsi que, sous certaines conditions, ductilité). Toutefois, quelques exceptions à cette conclusion ont été identifiées. Il s'agit de la résistance à la fatigue, de la résistance à la traction et de certains aspects de la technique d'exécution. Pour chacun de ces points, un besoin de recherche plus approfondi existe. En l'état actuel des connaissances, des règles conservatrices de dimensionnement ont été proposées pour permettre une utilisation sûre des connexions par adhérence.

La méthode de calcul simplifiée permettant de déterminer la résistance à l'effort rasant a été rappelée dans le détail, ainsi que les hypothèses sous-jacentes. Cela permet d'effectuer le dimensionnement d'une connexion par adhérence pas à pas. Les deux méthodes de calcul de la distribution de l'effort rasant ont été rappelées. En plus du calcul élastique, il est possible d'effectuer un calcul plastique de la résistance en section à condition de tenir compte des conséquences de la formation de la rotule plastique sur la distribution, élastique, de l'effort rasant.

En ce qui concerne la technique d'exécution, des précisions ont été apportées permettant de définir les exigences minimales à respecter en ce qui concerne:

- la rugosité des surfaces en béton ainsi que les moyens pour les obtenir,
- la préparation de la surface de l'aile supérieure de la poutre en acier en cas d'utilisation d'une couche d'adhérence,
- le contrôle de l'injection du coulis de ciment.

Enfin, trois propositions d'évolutions futures ont été suggérées pour répondre aux limites des connexions par adhérence identifiées dans cette étude. L'état de connaissances pour chacune de ces variantes a été succinctement dressé et des directions de recherche proposées.

Ce chapitre clôt l'analyse des connexions par adhérence. Le chapitre suivant propose un résumé complet du travail effectué, les conclusions générales ainsi que quelques propositions de recherches utiles dans le domaine.





## 8 CONCLUSIONS

### 8.1 OBJECTIFS ET DÉMARCHE DU TRAVAIL

Les ponts mixtes acier - béton constituent une part croissante du marché des nouveaux ouvrages depuis plusieurs années. Par ailleurs, de plus en plus de ponts existants doivent être rénovés ou remplacés à cause des détériorations de la structure porteuse et de la dalle en particulier, ou pour s'adapter à l'évolution du volume du trafic (élargissements). Ces travaux engendrent des coûts, des perturbations de trafic et des nuisances environnementales que les collectivités publiques et de manière plus générale la société cherchent à minimiser. Les ponts mixtes acier - béton permettent de réduire la durée de construction, donc les coûts et les nuisances, grâce notamment à la préfabrication des poutres maîtresses et de la dalle. Ce type d'ouvrage est ainsi appelé à occuper une place importante sur le marché des ouvrages d'arts dans les années à venir.

Toutefois, la préfabrication ne constitue pas une solution suffisamment durable et économique avec les connexions acier - béton utilisées actuellement en pratique, généralement des goujons à tête. Par conséquent, de nouveaux types de connexions deviennent nécessaires. Les connexions par adhérence, dont la résistance est due au frottement dans plusieurs interfaces, constituent à cet égard une solution particulièrement intéressante. Elles font l'objet de la présente thèse.

Les objectifs de cette étude étaient:

- d'**évaluer l'intérêt pratique** des connexions par adhérence en comparant leurs caractéristiques aux exigences requises,
- de **comprendre le comportement** et le fonctionnement de ces connexions,
- de **développer un modèle de calcul** permettant de prédire ce comportement et d'étudier l'influence de différents paramètres,
- de **déterminer une méthode de dimensionnement pour les poutres mixtes** acier - béton avec connexion par adhérence.

Pour atteindre ces objectifs, les travaux suivants ont été réalisés:

- définition des exigences permettant de juger l'intérêt pratique de ces connexions (chapitre 2),
- étude expérimentale de connexions par adhérence, d'interfaces cisailées et de poutres mixtes avec connexion par adhérence (chapitre 3),
- développement de lois de comportement pour les interfaces cisailées basées sur le comportement observé et mesuré durant les essais (chapitre 4),
- développement d'un modèle de calcul (modèle mécanique) pour les connexions par adhérence basé sur le comportement observé durant les essais ainsi que sur les lois de comportement des interfaces cisailées; exploitation de ce modèle pour une étude paramétrique et le développement d'une méthode de calcul simplifiée de la résistance ultime des connexions par adhérence (chapitre 5),
- proposition d'une méthode de dimensionnement des poutres mixtes acier - béton avec connexion par adhérence qui tient compte des caractéristiques de ces connexions (chapitre 6),
- évaluation de l'intérêt pratique des connexions par adhérence en comparant les exigences requises aux caractéristiques observées et émission de recommandations pour la pratique (chapitre 7).

Le présent chapitre résume les travaux et les résultats significatifs présentés dans cette thèse (sect. 8.2). Il contient également une synthèse des principales conclusions ainsi que les recommandations les plus importantes pour l'application (sect. 8.3). Enfin, certains besoins de recherches futures dans le domaine sont décrits (sect. 8.4).

### 8.2 RÉSUMÉ DÉTAILLÉ

#### 8.2.1 Evaluation de l'intérêt pratique des connexions par adhérence

Dans le chapitre 2, **les exigences auxquelles les connexions pour les ponts mixtes acier - béton avec dalle préfabriquée doivent répondre ont été définies**. Pour ce faire, des critères d'évaluation ont tout

d'abord été formulés. Il s'agit de la résistance ultime à l'effort rasant, de la résistance à la fatigue, de la résistance à la traction, de la rigidité, de la ductilité, de la durabilité, de la technique d'exécution et de l'économie. Dans un deuxième temps, les valeurs limites (minimales) de chaque critère ont été définies de manière à couvrir les applications standards selon la pratique suisse en matière de construction des ponts. Ces valeurs constituent les exigences à satisfaire. Elles sont définies, selon les critères, de manière qualitative ou quantitative.

Une fois les exigences établies, la détermination des caractéristiques des connexions par adhérence correspondant aux différents critères a été effectuée tout au long de la thèse. Un travail important a été fourni pour quantifier la résistance ultime à l'effort rasant, mais les autres caractéristiques des connexions par adhérence ont également été étudiées, et cela de manière expérimentale et/ou théorique.

Dans le chapitre 7, une comparaison systématique entre les exigences à satisfaire et les caractéristiques effectives des connexions par adhérence a été menée. **Cette comparaison a permis de montrer que la résistance statique à l'effort rasant, la rigidité, la durabilité, la technique d'exécution, l'économie et, sous certaines conditions, la ductilité sont suffisantes pour les applications standards** selon la pratique suisse en matière de construction des ponts mixtes. La résistance à l'effort rasant, qui constitue le rôle principal de la connexion acier - béton, est particulièrement élevée pour les connexions par adhérence en comparaison avec les connexions réalisées au moyen de goujons puisque la résistance caractéristique  $v_{Rk}$  de telles connexions peut atteindre 4000 kN/m. La comparaison entre exigences et caractéristiques effectives a également permis d'identifier les domaines qui demandent une recherche plus approfondie. Il s'agit en particulier de quantifier la résistance à la fatigue des connexions par adhérence et de mieux chiffrer les sollicitations de traction qui agissent sur les connexions des ponts mixtes acier - béton.

## 8.2.2 Compréhension du comportement des connexions par adhérence

Une étape importante de cette étude consistait à comprendre le comportement des connexions par adhérence. En effet, les essais *push-out* ont montré que leur résistance dépasse largement la somme des résistances individuelles de chaque interface. Les phénomènes qui sont à l'origine de cette observation se devaient donc d'être étudiés en détail. Les travaux menés dans ce sens et les principaux résultats obtenus sont les suivants:

- **Des essais de type *push-out* ont été effectués** sur quatre types de connexions par adhérence. Cette étude a permis d'observer et de mesurer les déformations qui se produisent lors du chargement. Des déformations dans le plan perpendiculaire à l'axe de la poutre ont été mises en évidence par la fissuration de la dalle en béton dans le prolongement du connecteur. Ces essais ont également permis d'identifier les différentes surfaces de rupture potentielles.
- **Des essais de cisaillement direct sur de petites éprouvettes ont été conduits** en vue d'observer le comportement et de mesurer les déformations dans des interfaces simultanément cisailées et comprimées. Les interfaces testées sont les interfaces tôle striée - coulis de ciment, béton rugueux - coulis de ciment et couche d'adhérence - coulis de ciment. Ces essais ont permis de mettre en évidence les déformations perpendiculaires au plan de cisaillement dues à la rugosité de la surface de rupture, et cela en fonction du glissement et de la contrainte normale à l'interface. L'effet de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement des interfaces a également été quantifié.
- Ces différents essais ont permis d'expliquer la résistance élevée des connexions par adhérence. Elle est due à l'**augmentation significative de la résistance des interfaces cisailées sous l'effet de contraintes normales aux interfaces**, créées par:
  - l'écartement des surfaces perpendiculairement au plan de cisaillement sous l'effet du glissement et de la rugosité des interfaces,
  - le confinement de ces interfaces par la dalle en béton,
  - le confinement de ces interfaces entre elles grâce à la disposition géométrique particulière de celles-ci dans les connexions par adhérence.

- Enfin, **le rôle de la couche d'adhérence sur le comportement post-rupture a été mis en évidence.** Le décollement de celle-ci de l'aile supérieure de la poutre en acier se produit lorsque la contrainte de cisaillement dépasse  $5.5 \text{ N/mm}^2$  environ, indépendamment de la contrainte normale. Elle conduit à une rupture fragile.

### 8.2.3 Développement d'un modèle de calcul des connexions par adhérence

#### **Création du modèle de calcul**

La formalisation mathématique du comportement des connexions par adhérence a permis de développer un modèle de calcul, dit modèle mécanique, permettant de simuler le comportement de ces connexions. Les étapes suivantes ont été nécessaires pour créer le modèle:

- **Etablissement de lois de comportement des interfaces cisillées et calibration sur les résultats des essais de cisaillement direct.** Ces lois sont les suivantes:
  - **Loi constitutive:** il s'agit d'une relation entre le glissement et la contrainte de cisaillement dans l'interface. Une modélisation physique à l'aide de deux ressorts, d'un patin et d'un modèle adoucissant a permis de formuler mathématiquement le comportement élasto-plastique de la branche pré-rupture et le comportement dissipatif de la branche post-rupture des interfaces. Les mesures effectuées lors des essais ont montré que les rigidités sécantes à l'origine et à la rupture ainsi que la pente post-rupture sont indépendantes de la contrainte normale appliquée.
  - **Loi cinématique:** il s'agit d'une relation entre le glissement et l'écartement dans l'interface. Cette loi est exprimée par une fonction exponentielle mettant en évidence le caractère asymptotique de la relation puisque l'écartement tend vers une valeur finie lorsque le glissement augmente. Cette loi est exprimée en fonction de la contrainte normale et de la résistance du coulis de ciment. Elle prend également en compte la sensibilité à l'érosion des surfaces en contact.
  - **Critère de rupture:** il s'agit d'une relation entre la résistance au cisaillement et la contrainte normale à l'interface. Le critère de rupture de l'interface tôle striée - coulis de ciment a été développé sur une base analytique permettant de prendre en compte la géométrie des stries ainsi que la résistance du coulis de ciment. Les critères de rupture des autres interfaces ont été établis sur une base expérimentale uniquement.
- **Développement d'une méthode de calcul du chemin de chargement d'une interface soumise à un confinement quelconque,** qui permet de déterminer la valeur des variables glissement, écartement, contrainte normale et contrainte de cisaillement. Cette méthode est basée sur un calcul analytique par incréments de glissement. Elle permet de tenir compte du comportement non-linéaire des interfaces cisillées et confinées à partir des lois de comportement des interfaces.
- **Détermination d'une relation simple pour calculer la rigidité de la dalle** en béton autour du connecteur à l'aide de calculs par éléments finis. Cette relation permet de tenir compte de la géométrie de la dalle ainsi que du module d'élasticité du béton dans le calcul du confinement exercé par la dalle sur le connecteur. Elle permet également d'expliquer l'effet de taille mesuré lors des essais *push-out*.
- **Assemblage des différents constituants en un modèle mécanique capable de décrire le comportement des connexions par adhérence.** La simulation du comportement de la connexion s'effectue par un calcul numérique incrémental. Pour chaque valeur du glissement entre la dalle en béton et la poutre en acier, le modèle mécanique permet de calculer les valeurs des autres variables comme les contraintes de cisaillement, et donc l'effort rasant, les contraintes normales dans les interfaces ou encore les écartements des surfaces en contact dans les interfaces.
- **Validation du modèle ainsi constitué à l'aide des résultats des essais *push-out*.** La concordance entre les simulations et les résultats expérimentaux est excellente. Elle prouve le bien-fondé de la modélisation du comportement des connexions par adhérence.

- **Réalisation d'une étude de sensibilité.** Elle a permis de mettre en évidence les paramètres des lois de comportement des interfaces qui exercent une influence particulière sur les prédictions du modèle. Certains de ces paramètres devraient par conséquent faire l'objet de recherches plus approfondies.

### **Exploitation du modèle de calcul**

Le modèle mécanique a ensuite été utilisé pour mener une **étude paramétrique**. L'influence sur la résistance et le comportement post-rupture de la connexion des contraintes normales extérieures, de la géométrie de la connexion et de la rigidité de la dalle en béton autour du connecteur a ainsi été quantifiée. L'étude paramétrique a été effectuée pour des connexions de type R (tôle striée) et RH (tôle striée et couche d'adhérence sur l'aile), car ces connexions ont montré le comportement le plus prometteur lors des essais *push-out*.

Parmi les résultats importants de cette étude paramétrique, les conditions pour lesquelles la rupture de la connexion se produit par décollement de la couche d'adhérence de l'aile de la poutre ont été précisées. **La très forte interaction entre la partie «connecteur» et la partie «aile», qui confère sa résistance à la connexion, a été mise en évidence et chiffrée.** De même, **l'influence favorable de la rigidité de la dalle en béton sur la résistance et la ductilité de la connexion a été quantifiée.**

Enfin, **une méthode de calcul simplifiée a été développée.** Elle permet de déterminer la résistance des connexions de type R et RH par un calcul direct (non incrémental). Les coefficients numériques intervenant dans cette méthode simplifiée ont été calibrés sur les résultats de l'étude paramétrique. La méthode simplifiée fournit des prévisions conservatrices mais économiques de la résistance puisque les hypothèses simplificatrices n'ont que des conséquences mineures sur la précision du résultat. La résistance caractéristique à l'effort rasant a également été déterminée sur des bases statistiques, permettant l'emploi des connexions par adhérence dans la pratique avec la fiabilité requise par les normes en vigueur.

### **8.2.4 Détermination d'une méthode de dimensionnement des poutres mixtes**

Etant donné la faible ductilité des connexions par adhérence, et en particulier de celles de type RH, **un calcul plastique de la distribution de l'effort rasant n'est pas admissible.** Toutefois, **une étude expérimentale sur six poutres mixtes a montré qu'une rotule plastique en travée pouvait être entièrement développée** sans provoquer la rupture de la connexion, et cela malgré sa ductilité limitée, à condition que la connexion soit dimensionnée de manière adéquate.

**Une méthode de calcul permettant de calculer la distribution élastique de l'effort rasant lors de la formation d'une rotule plastique a été détaillée et validée** à l'aide de calculs par éléments finis et des résultats des essais sur les poutres mixtes. En dimensionnant la connexion de telle sorte qu'en tout point de la poutre la résistance à l'effort rasant soit supérieure à la sollicitation maximale ainsi calculée, un calcul plastique de la résistance en section peut être envisagé. Certaines conditions d'utilisation de la méthode ont été précisées et justifiées à l'aide des calculs numériques.

## **8.3 PRINCIPALES CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS POUR L'APPLICATION**

### **8.3.1 Principales conclusions**

Les principaux résultats et conclusions de cette thèse sont:

1. **Le développement d'un modèle de calcul permettant de simuler le comportement des connexions par adhérence.** Ce modèle, validé par des essais de type *push-out*, a permis de montrer que:
  - **le comportement des connexions par adhérence peut être expliqué à l'aide du comportement des interfaces cisailées qui la composent, des relations de confinement qui existent entre ces interfaces et du confinement dû à la rigidité de la dalle en béton autour du connecteur,**

- les contraintes normales extérieures appliquées sur les interfaces jouent un rôle positif sur la résistance des connexions par adhérence,
- la rigidité de la dalle en béton joue un rôle positif sur la résistance et sur la ductilité des connexions par adhérence.

2. **La proposition d'une méthode de dimensionnement pour les poutres mixtes acier - béton avec connexion par adhérence** qui a été validée par des calculs numériques par éléments finis et par des essais sur des poutres mixtes. Etant donné la faible ductilité des connexions par adhérence, un calcul élastique de la distribution de l'effort rasant le long de l'axe de la poutre est requis. Toutefois, à condition de tenir compte de la distribution réelle de l'effort rasant et cela en particulier dans la zone de la rotule plastique, un dimensionnement plastique de la poutre mixte en section peut être envisagé.

Un calcul plastique de la distribution de l'effort rasant ne peut pas être effectué à cause de la ductilité insuffisante des connexions par adhérence. Cette limitation n'entraîne que peu de conséquences en pratique.

Enfin, il a été montré que le comportement des connexions par adhérence dans une poutre mixte est très similaire au comportement observé et mesuré lors des essais *push-out*. Les résultats du présent travail obtenus ou validés à l'aide des résultats des essais *push-out* sont donc parfaitement valables pour la mise en œuvre des connexions par adhérence dans les ponts mixtes acier - béton.

3. **La démonstration que les connexions par adhérence possèdent les caractéristiques requises pour répondre aux exigences** de robustesse, d'économie et de durabilité exigées pour les ponts par les normes en vigueur. Cela notamment grâce à:

- une résistance ultime à l'effort rasant élevée ( $v_{Rk} = 400$  à  $4000$  kN/m suivant le type de connexion, la géométrie et les contraintes normales extérieures appliquées sur les interfaces),
- un excellent comportement sous charges de service grâce à une rigidité élevée et un domaine élastique linéaire important, permettant de conserver un comportement charge - glissement réversible sous charges de service,
- des déformations dues au fluage négligeables en pratique,
- une durabilité escomptée élevée, une possibilité de construire rapidement et de manière économique.

Les connexions dont le comportement répond le mieux aux exigences des applications pratiques sont les connexions de type R, constituées d'un connecteur fait de deux tôles striées soudées dos-à-dos, et les connexions de type RH, constituées de ce même connecteur ainsi que d'une couche d'adhérence sur l'aile supérieure de la poutre; les connexions de type R possèdent une plus grande ductilité mais une plus faible résistance que les connexions de type RH.

Des connaissances actuellement insuffisantes empêchent de se prononcer de manière univoque sur la résistance à la **fatigue**, bien que celle-ci ne semble pas constituer un obstacle à la mise en œuvre des connexions par adhérence au vu des résultats d'essais. Une méthode conservatrice de dimensionnement à la fatigue a été proposée en spécifiant une limite de fatigue exprimée par rapport à la résistance ultime de la connexion. Il est également difficile de se prononcer sur la résistance à la **traction** étant donné le peu d'information disponibles pour quantifier les sollicitations de traction sur les connexions des ponts mixtes. Par conséquent et par mesure de précaution, la résistance à l'effort rasant des connexions par adhérence devrait être négligée au droit des raidisseurs verticaux soudés à l'aile supérieure.

Les objectifs fixés en début d'étude sont donc atteints. Les limites de validité des méthodes de dimensionnement ont été spécifiées. Des besoins de recherche complémentaire ont été identifiés et sont présentés dans la section 8.4.

### 8.3.2 Recommandations pour l'application

Le développement scientifique de méthodes de calcul pour de nouvelles connexions va de paire avec:

- une conception en adéquation avec les caractéristiques des connexions considérées et les hypothèses retenues lors du développement de la méthode de calcul,
- le développement technologique nécessaire à une exécution rapide, économique et sûre sur le chantier.

Dans ce sens, des recommandations pour la *conception* des connexions par adhérence ont été formulées. Les principales d'entre elles sont les suivantes:

- Les connexions de type R devraient être mise en œuvre aussi souvent que les conditions le permettent, c'est-à-dire lorsque leur résistance à l'effort rasant est suffisante, car leur comportement post-rupture est plus ductile que celui des connexions de type RH.
- Des étriers devraient être placés autour et aussi proche que possible de la rainure de la dalle en béton, de manière à éviter des ruptures locales prématurées dans le béton.
- Une armature transversale devrait se situer immédiatement au-dessus du fond de la rainure, de manière à rendre la dalle aussi rigide que possible.
- La hauteur du connecteur ne devrait pas être choisie plus grande que la hauteur de la zone comprimée de la dalle en béton sous l'effet des charges appliquées après réalisation de la connexion.
- Pour les connexions de type RH, la largeur de la couche d'adhérence sur l'aile devrait être choisie aussi grande que possible.

L'émission de recommandations pour l'*exécution* sort du cadre de ce travail. De telles recommandations peuvent être trouvées dans [Dauner 2005] et [Dauner 2002]. Elles concernent en particulier la préparation des surfaces rugueuses (béton et couche d'adhérence) ainsi que l'injection du coulis de ciment.

## 8.4 RECHERCHE FUTURE

Les recherches présentées dans cette thèse touchent à une problématique vaste. Dans le but d'aborder les principales questions permettant de proposer en fin de travail une méthode de dimensionnement tant pour les connexions par adhérence que pour les poutres mixtes avec connexion par adhérence, certaines limites ont dû être placées et certains phénomènes, pourtant intéressants, laissés de côté. Ils constituent autant de domaines de recherches prometteurs qui pourraient permettre d'approfondir les connaissances sur les connexions par adhérence et par là même favoriser leur mise en œuvre dans la pratique comme alternative économique aux connexions employées aujourd'hui. Il s'agit principalement des domaines suivants:

- **Amélioration de la modélisation et précision des paramètres des lois constitutives.** Il a été constaté lors du développement des lois de comportement des interfaces ainsi que lors de l'étude de sensibilité que certains paramètres de ces lois, déterminés à l'aide de quelques résultats expérimentaux, ont une influence importante sur les prédictions du modèle mécanique, et en particulier sur la simulation du comportement post-rupture. Une amélioration de la modélisation ainsi que de la précision de certains paramètres de ces lois de comportement permettrait d'affiner la simulation du comportement post-rupture. Cela permettrait également la simulation de cycles de charge - décharge. Une extension du domaine de validité de ces lois à des contraintes normales plus élevées que  $3 \text{ N/mm}^2$  permettrait également de valider les hypothèses retenues pour la constitution du modèle mécanique. Pour ce faire, de nouveaux essais de cisaillement direct devraient être effectués.
- **Elargissement du domaine de validité de la méthode de calcul simplifiée.** Le domaine de validité de la méthode de calcul simplifiée est actuellement limité aux connexions de type R et RH ne présentant pas de rupture par décollement de la couche d'adhérence. La prise en compte d'autres types de connexion, par exemple une connexion de type R avec double connecteur, ainsi que d'autres modes de rupture permettrait d'étendre ce domaine de validité. Pour ce faire, de nouvelles

simulations devraient être effectuées à l'aide du modèle mécanique. De plus, des recherches expérimentales seraient nécessaires pour préciser les conditions de rupture par décollement de la couche d'adhérence et pour valider le modèle mécanique pour d'autres types de connexion.

- **Etude de la résistance à la fatigue des connexions par adhérence.** Seul un petit nombre d'essais de fatigue a pu être réalisé sur les connexions par adhérence. Bien que les résultats soient prometteurs, ils ne sont pas suffisamment nombreux pour en déduire une méthode de dimensionnement scientifiquement fondée. Une approche expérimentale à l'aide d'essais de fatigue sur des éprouvettes de type *push-out* ainsi qu'à l'aide d'essais de cisaillement direct sur de petites éprouvettes, associée à une étude théorique, permettraient de développer une telle méthode. La question de l'endommagement dû aux charges cycliques de basse intensité ainsi qu'à des charges rares mais élevées doit être abordée. Cela pourrait ouvrir des perspectives d'application pour les ponts-rails.
- **Etude des sollicitations de traction sur les connexions des ponts mixtes.** Les modèles existant actuellement pour déterminer la grandeur des sollicitations de traction sur les connexions des ponts mixtes acier - béton sont vraisemblablement très conservateurs et ne représentent pas nécessairement fidèlement la réalité. Etant donné les incertitudes au sujet de la résistance des connexions par adhérence face à ce type de sollicitation et des limites qui en résultent dans le dimensionnement, une amélioration des connaissances à ce sujet permettrait vraisemblablement un dimensionnement moins conservateur, donc plus économique. Des études en cours, notamment en France, devraient apporter prochainement des premiers éléments de réponse à cette question.
- **Validation de la méthode de dimensionnement des poutres mixtes.** La méthode de dimensionnement des poutres mixtes acier - béton avec connexion rigide et peu ductile proposée dans cette thèse a été validée à l'aide d'un modèle numérique par éléments finis et des résultats expérimentaux obtenus sur six poutres de portée inférieure à 8 mètres. Une validation plus générale de la méthode de dimensionnement proposée serait toutefois souhaitable, en particulier pour d'autres géométries, par exemple des poutres de plus grandes portées, ainsi que pour d'autres dispositions des charges le long de l'axe de la poutre.  
Par ailleurs, des ruptures se propageant de manière instable (*zip-flyer effect*) sont susceptibles de se produire à cause de la faible ductilité des connexions par adhérence [Bazant 1999, Bazant 1999.1]. Une approche théorique énergétique prenant en compte les effets de taille et le comportement post-rupture des connexions permettrait probablement d'évaluer les enjeux liés à cette question.





## RÉFÉRENCES

- [Abe 2000] Abe, H., Hosaka, T., *Flexible shear connectors for railway composite girder bridges*, Composite Construction in Steel and Concrete IV, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, pp. 71-80, American Society of Civil Engineers, New York, 2000.
- [Abu-Tair 2000] Abu-Tair, A.I., Lavery, D., Nadjal, A., Rigden, S.R., Ahmed, T.M.A., *A new method for evaluating the surface roughness of concrete cut for repair or strengthening*, Construction and Building Materials, Vol. 14, No 3, pp. 171-176, Elsevier Science Ltd., Oxford, 2000.
- [Adekola 1968] Adekola, A.O., *Elastic and plastic behaviour of cased beams*, Building Science, Vol. 2, No 4, pp. 321-330, Elsevier Science Ltd., Oxford, 1968.
- [Ali 1999] Ali, M.A., White, R.N., *Enhanced contact model for shear friction of normal and high-strength concrete*, ACI Structural Journal, Vol. 96, No 3, pp. 348-360, American Concrete Institute, Farmington Hills, USA, 1999.
- [ANSYS Inc.] ANSYS Inc., *ANSYS User's manual, versions 6.0 to 8.1*, Canonsburg, USA, 1998-2003.
- [Aribert 1988] Aribert, J.-M., *Etude critique par voie numérique de la méthode proposée dans l'Eurocode 4 pour le dimensionnement des poutres mixtes acier-béton à connexion partielle*, Construction métallique, Vol. 25, No 1, pp. 3-26, Centre technique industriel de la construction métallique, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 1988.
- [Avenarius-Agro 2003] Avenarius-Agro GmbH, *Technisches Merkblatt Icosit Haftmasse*, [http://www.avenarius-agro.at/html/asp/pdf/icosit\\_haftmasse.pdf](http://www.avenarius-agro.at/html/asp/pdf/icosit_haftmasse.pdf), Wels, décembre 2003.
- [Bachmann 2002] Bachmann H., Dazio A., et al., *Erdbehebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden*, SIA/SGEB-Dokumentation D0171, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 2002.
- [Bärtschi 2004] Bärtschi, R., *A nonlinear numerical analysis model for composite beams*, Proceedings of the PhD Symposium, Delft University, 2004.
- [Bärtschi 2005] Bärtschi, R., *Load-bearing behaviour of composite beams in low degrees of shear connection*, Dissertation ETH No 15895, Eidgenössische technische Hochschule Zürich, 2005.
- [Bazant 1998] Bazant, Z.P., Planas, J., *Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials*, CRC Press, Boca Raton, USA, 1998.
- [Bazant 1999] Bazant, Z.P., Vitek, J.L., *Compound size effect in composite beams with softening connectors. I: Energy approach*, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 125, No 11, pp. 1308-1314, American Society of Civil Engineers, New York, 1999.
- [Bazant 1999.1] Bazant, Z.P., Vitek, J.L., *Compound size effect in composite beams with softening connectors. II: Differential equations and behaviour*, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 125, No 11, pp. 1315-1322, American Society of Civil Engineers, New York, 1999.
- [Beck 1972] Beck, H., Heunisch, M., *Zum Reibungsverbund zwischen Stahl und Betonfertigteilen bei dübellosen Verbundkonstruktionen*, Stahlbau, Vol. 41, No 2, pp. 40-45, Ernst & Sohn, Berlin, 1972.
- [Bouazaoui 2004] Bouazaoui, L., Diagana, C., Perrenot, G., Li, A., Delmas, Y., *Analyse du comportement mécanique d'une structure mixte acier-béton utilisant la technique du collage*, XXIIe Rencontres Universitaires de Génie Civil 2004, Marne-la-Vallée, 2-3 juin 2004, Association Universitaire de Génie Civil, Paris, 2004.
- [Brozzetti 2000] Brozzetti, J., *Design development of steel-concrete composite bridges in France*, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 55, No 1-3, pp. 229-243, Elsevier Science Ltd., Oxford, 2000.

- [Brühwiler 1999] Brühwiler, E., Mivelaz, P., *Une peau dense pour les ouvrages en béton*, Documentation SIA D 0160 Progrès dans la conception des ouvrages en béton, pp. 61-68, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1999.
- [Bullo 2004] Bullo, S., Di Marco, R., *A simplified method for assessing the ductile behaviour of stud connectors in composite beams with high strength concrete slab*, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 60, No 9, pp. 1387-1408, Elsevier Science Ltd., Oxford, 2004.
- [Burkhardt 1975] Burkhardt, P., Hertig, P., Aeschlimann, H.-U., *Expériences sur les poutres mixtes acier-béton liées à l'aide d'adhésifs époxydes*, Matériaux et Constructions, Vol. 8, No 46, pp. 261-277, RILEM, Bagneux, 1975.
- [Burnet 2001] Burnet, M.J., Oehlers, D.J., *Fracture of mechanical shear connectors in composite beams*, Mechanics of Structures and Machines, Vol. 29, No 1, pp. 1-41, Marcel Dekker Inc., Oxford, 2001.
- [Cendon 2001] Cendon, D.A., *Estudio de la fractura en modo mixto de hormigones y morteros (étude de la fracture en mode mixte du béton et du mortier)*, Escuela tecnica superior de ingenieros de caminos, canales y puertos, Universidad Politecnica de Madrid, 2001.
- [Chapman 1968] Chapman, J.C., Teraszkiewicz, J.S., *Research on composite construction at imperial college*, Conference on Steel Bridges, Proceedings, pp. 49-58, British Constructional Steelwork Association, Londres, 1968.
- [Collin 1999] Collin, P., Johansson, B., *Wettbewerbsfähige Brücken in Verbundbauweise*, Stahlbau, Vol. 68, No 11, pp. 908-918, Ernst & Sohn, Berlin, 1999.
- [Courard 2003] Courard, L., Nelis, M., *Surface analysis of mineral substrates for repair works: roughness evaluation by profilometry and surfometry analysis*, Magazine of Concrete Research, Vol. 55, No 4, pp. 355-366, Thomas Telford, Londres, 2003.
- [Dauner 2002] Dauner, H.-G., Antille, S., *Ponts mixtes à construction rapide*, rapport OFROU 567, Office fédéral des routes, Berne, 2002.
- [Dauner 2004] Dauner, H.-G., *Teilhaftverbund - Untersuchungen nach Mandat des Kantons Aargau in den Jahren 2000 bis 2004, Schlussbericht*, DIC Ingénieurs SA, Aigle, 2004.
- [Dauner 2005] Dauner, H.-G., *Teilhaftverbund - Eine neue Verbindungstechnik im Verbundbrückenbau*, rapport OFROU 583, Office fédéral des routes, Berne, 2005.
- [De Castro 2005] De Castro San Román, J., *System ductility and redundancy of FRP structures with ductile adhesively-bonded joints*, Thèse EPFL No 3214, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2005.
- [De Cuyper 1999] De Cuyper, J., Stang, H., *Sensors as an aid to quality assurance*, Joint Cluster 2 & 6 Seminar - QA of grouting Post-tensioned Concrete Structures, D. a. I. ECCREDI - European Council for Construction Research, Cambridge, 1999.
- [Döinghaus 2001] Döinghaus, P., *Zum Zusammenwirken hochfester Baustoffe in Verbundträgern*, Dissertation, Technische Hochschule Aachen, 2001.
- [Drucker 1952] Drucker, D.C., Prager, W., *Soil mechanics and plastic analysis or limit design*, Quarterly of Applied Mathematics, Vol. 10, No 2, pp. 157-165, American Mathematical Society, Providence, USA, 1952.
- [Ducret 1997] Ducret, J.-M., *Etude du comportement réel des ponts mixtes et modélisation pour le dimensionnement*, Thèse EPFL No 1738, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 1997.
- [EC-0 2001] prEN 1990:2001 Final Draft, *Eurocode 0: Basis of structural design*, Comité européen de normalisation, Bruxelles, juillet 2001.

- [EC-4.1.1 2004] EN 1994-1-1:2004, *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Comité européen de normalisation, Bruxelles, décembre 2004.
- [EC-4.2 2005] prEN 1994-2:2005 Final Draft, *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 2: General rules and rules for bridges*, Comité européen de normalisation Bruxelles, mars 2005.
- [Fabbrocino 2001] Fabbrocino, G., Manfredi, G., Cosenza, E., *Ductility of composite beams under negative bending: an equivalence index for reinforcing steel classification*, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 57, No 2, pp. 185-202, Elsevier Science Ltd., Oxford, 2001.
- [Frey 1994] Frey, F., *Analyse des structures et milieux continus : mécanique des structures*, Traité de génie civil volume 2, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 1994.
- [Ganz 2002] Ganz, H.R., Vildaer, S., *Grouting of post-tensioning tendons*, VSL Report Series 5, VSL International Ltd., Lyssach, 2002.
- [Gómez 2000] Gómez Navarro, M., *Concrete cracking in the deck slabs of steel-concrete composite bridges*, Thèse EPFL No 2268, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2000.
- [Hänsch 1968] Hänsch, H.-J., Krämer, W., *Versuche mit geklebten Verbundkonstruktionen*, Die Strasse, Vol. 8, No 3, pp. 137-141, 1968.
- [Hänsch 1975.1] Hänsch, H.-J., Ramoth, H., *Kraftschlüssige Klebeverbindungen im Fertigteil-Verbundbrückenbau, Teil 2*, Die Strasse, Vol. 15, No 11, pp. 457-464, 1975.
- [Hänsch 1993] Hänsch, H.-J., *Klebeverbundbrücken, komplett vorgefertigt, schnell montiert*, Strassen- und Tiefbau, Vol. 47, No 3, pp. 16-21, Giesel, Isernhagen, 1993.
- [Hino 2000] Hino, S., Tsutsumi, T., Yamaguschi, K., Matsui, S., Ohta, T., *Composite girder bridge with channel-shaped precast PC deck slabs*, Composite and Hybrid Structures, 6th ASSCS International Conference on Steel-Concrete Composite Structures, pp. 181-188, Los Angeles, 2000.
- [Janss 1975] Janss, J., Piraprez, E., *Diminution du nombre de goujons connecteurs d'une poutre mixte par l'emploi de semelles de contact acier-béton renforcée*, Symposium Structures en acier et mixtes conçues pour l'usage - Rapport préliminaire, pp. 93-98, Dresde, Association internationale des ponts et chaussées, Zurich, 1975.
- [Jaunin 1996] Jaunin, A., Lebet, J.-P., Boulanger, S., *Base de donnée des ponts mixtes*, document interne, Laboratoire de la construction métallique (ICOM), Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 1996.
- [JCSS 2001] Joint Committee on Structural Safety, *Probabilistic model code - Part III: Resistance models*, <http://www.jcss.ethz.ch>, Zurich, mars 2001.
- [Johnson 2001] Johnson, R.P., Ivanov, R.I., *Local effects of concentrated longitudinal shear in composite bridge beams*, The Structural Engineer, Vol. 79, No 5, pp. 19-23, The Institution of Structural Engineers, Londres, 2001.
- [Kitoh 1996] Kitoh, H., Sonoda, K., *Bond characteristics of embossed steel elements*, Composite Construction in Steel and Concrete III, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, pp. 909-918, American Society of Civil Engineers, New York, 1996.
- [Kriegh 1963] Kriegh, J.D., Endebrock, E.G., *The use of epoxy resins in reinforced concrete - Static load tests, Part II*, Engineering Research Laboratories, University of Arizona, 1963.
- [Kulka 1991] Kulka, H., Schaumann, P., *Neue Entwicklung im Verbundbrückenbau*, Strassen- und Tiefbau, Vol. 45, No 5, pp. 7-16, Giesel, Isernhagen, 1991.

- [Lääne 2003] Lääne, A., *Post-critical behaviour of composite bridges under negative moment and shear*, Thèse EPFL No 2889, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2003.
- [Lebet 1987] Lebet, J.-P., *Comportement des ponts mixtes acier-béton avec interaction partielle de la connexion et fissuration du béton*, Thèse EPFL No 661, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 1987.
- [Lebet 2005] Lebet, J.-P., Mocibob, D., *Flexion transversale des dalles de ponts mixtes - Caractérisation de l'assemblage dalle-poutre par goudons soudés*, Rapport ICOM 701/2, Laboratoire de la construction métallique (ICOM), Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2005.
- [Lebet 2005.1] Lebet, J.-P., Rey, Y., *Etablissement d'un état de l'art sur dalle monolithe poussée sur charpente et recommandations*, Rapport ICOM 701/1, Laboratoire de la construction métallique (ICOM), Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2005.
- [Lebet 2006] Lebet, J.-P., Meystre, T., *Remplacement de ponts sous trafic*, Rapport ICOM, Laboratoire de la construction métallique (ICOM), Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2006.
- [Lebet 2006.1] Lebet, J.-P., Hirt, M.A., *Ponts en acier*, Traité de génie civil volume 12, Presses polytechniques universitaires romandes, Lausanne, à paraître.
- [Leonhardt 1987] Leonhardt, F., Andrä, W., Andrä, H.-P., Harre, W., *Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit*, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 12, pp. 325-331, Ernst & Sohn, Berlin, 1987.
- [Leskelä 1998] Leskelä, M.V., Mononen, T., Alander, C., *Properties of checkered steel surfaces as bonded with concrete*, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 46, No 1-3, pp. 229, paper No 320, Elsevier Science Ltd., Oxford, 1998.
- [Leskelä 2004] Leskelä, M.V., *Accounting for the effects of non-ductile shear connections in composite beams*, Composite Construction in Steel and Concrete V, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, American Society of Civil Engineers, New York, 2004.
- [Loov 1994] Loov, R.E., Patnaik, A.K., *Horizontal shear strength of composite concrete beams with a rough interface*, PCI Journal, Vol. 39, No 1, pp. 48-67, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1994.
- [Maerz 2001] Maerz, H., Chepur, P., Myers, J., Linz, J., *Concrete roughness characterization using laser profilometry for fiber-reinforced polymer sheet application*, Transportation Research Board, 80th annual meeting, Proceedings, Paper No 01-0139, Washington D.C., 2001.
- [Mangerig 2002] Mangerig, I., Zapfe, C., *Nachweisverfahren und Sanierungsmöglichkeiten für Stahlträgerdecken mit Betonausfachung*, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Bundeswehr Universität München, 2002.
- [Matsumura 1990] Matsumura, H., *Concrete-filled rectangular hollow sections with inner ribs*, IABSE Symposium, Construction mixte acier, béton et nouveaux matériaux, pp. 119-124, Bruxelles, Association internationale des ponts et charpentes, Zurich, 1990.
- [Muttoni 2003] Muttoni, A., *Précontrainte et armature pour contrôler l'ouverture résiduelle des fissures dans les dalles de roulement des ponts routiers*, Laboratoire de la construction en béton (IS-BETON), Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2003.
- [Nie 2003] Nie, J., Cai, C.S., *Steel-concrete composite beams considering shear slip effects*, Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No 4, pp. 495-506, American Society of Civil Engineers, New York, 2003.
- [Oehlers 1985] Oehlers, D.J., Foley, L., *The fatigue strength of stud shear connections in composite beams*, Paper 8890, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol. 79, pp. 349-364, Thomas Telford, Londres, 1985.

- [Ottosen 1979] Ottosen, N., *Constitutive model for short-time loading of concrete*, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 105, No 1, pp. 127-141, American Society of Civil Engineers, New York, 1979.
- [Patrick 1990] Patrick, M., *A new partial shear connection strength model for composite slabs*, Steel Construction, Vol. 24, No 3, pp. 2-17, Australian Institute of Steel Construction, Sydney, 1990.
- [Perez 2003] Perez, F., Bissonnette, B., Courard, L., *Outils de caractérisation paramétrique de la rugosité des surfaces en béton: nouveaux développements*, Quatrième édition des journées scientifiques - Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton (RF)2B, Université de Sherbrooke, Canada, 2003.
- [Perez 2004] Perez, F., *Contribution à l'étude du comportement mécanique des éléments bicouches composés de bétons d'âges différents sous sollicitations statiques et cycliques*, Thèse de doctorat, Université de Laval, Québec, 2005.
- [Persson 1998] Persson, U., *A fibre-optic surface-roughness sensor*, Journal of Materials Processing Technology, Vol. 95, pp. 107-111, Elsevier Science Ltd., Oxford, 1998.
- [Poot 2001] Poot, S., *Perfobond connection and tests*, 2. CEM Symposium, Proceedings, Stuttgart, 2001.
- [Raoul 2005] Raoul, J., Davaine, L., *Common road composite bridges in France and main issues of the implementation of EN 1994-2*, Proceedings of the 6th Japanese German Bridge Symposium, Bundeswehr Universität München, Technische Universität München, 2005.
- [Robinson 1988] Robinson, H.M., Naraine, K.S., *Slip and uplift effects in composite beams*, Composite Construction in Steel and Concrete I, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, pp. 487-497, American Society of Civil Engineers, New York, 1988.
- [Roik 1978] Roik, K., Bürkner, K.-E., *Reibwert zwischen Stahlgurten und aufgespannten Betonfertigteilen*, Bauingenieur, Vol. 53, pp. 37-41, Springer, Berlin, 1978.
- [Rostruclab] Rostruclab, *Pinched fin composites*, Product Information, Schiedam, Pays-Bas.
- [Saito 1999] Saito, H., Oggaku, K., Yabe, Y., Nagai, M., *Experimental study of mechanical behaviour of connecting part between steel girder and PC slab in composite two-I-girder bridges*, 7th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, Proceedings, Kochi, 1999.
- [Schmitt 2004] Schmitt, V., Seidl, G., Hever, M., Zapfe, C., *Verbundbrücke Pöcking - Innovative VFT-Träger mit Betondübeln*, Stahlbau, Vol. 73, No 6, pp. 387-393, Ernst & Sohn, Berlin, 2004.
- [Shim 2001] Shim, C.-S., Lee, P.-G., Chang, S.-P., *Design of shear connection in composite steel and concrete bridges with precast decks*, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 57, No 3, pp. 203-219, Elsevier Science Ltd., Oxford, 2001.
- [Shim 2003] Shim, C.-S., Chang, S.-P., *Cracking of continuous composite beams with precast decks*, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 59, No 2, pp. 201-214, Elsevier Science Ltd., Oxford, 2003.
- [SIA-260 2003] Norme SIA 260:2003, *Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses*, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 2003.
- [SIA-261 2003] Norme SIA 261:2003, *Actions sur les structures porteuses*, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 2003.
- [SIA-262 2003] Norme SIA 262:2003, *Construction en béton*, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 2003.
- [SIA-263 2003] Norme SIA 263:2003, *Construction en acier*, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 2003.

- [SIA-264 2003] Norme SIA 264:2003, *Construction mixte acier-béton*, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 2003.
- [SIKA 2004] SIKA Deutschland GmbH, *Technisches Merkblatt Icosit Haftmasse*, [http://www.sika.de/icosit\\_haftmasse.pdf](http://www.sika.de/icosit_haftmasse.pdf), Stuttgart, novembre 2004.
- [Sonoda 2000] Sonoda, K., Kitoh, H., Uenaka, K., *Embossed steel plate-concrete composite member subjected to bending and shear*, Composite Construction in Steel and Concrete IV, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, pp. 355-367, American Society of Civil Engineers, New York, 2000.
- [Stark 1989] Stark, J.W.B., *Composite steel and concrete beams with partial shear connection*, Heron, Vol. 34, No 4, Delft University of Technology, 1989.
- [Studnicka 2000] Studnicka, J., Macháček, J., Krpata, A., Svitakova, M., *Perforated shear connectors for composite steel and concrete beams*, Composite Construction in Steel and Concrete IV, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, American Society of Civil Engineers, New York, 2000.
- [Tadros 1998] Tadros, M.K., Baishya, M.C., *Rapid replacement of bridge decks*, NCHRP report 407, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C., 1998.
- [Takami 2005] Takami, K., Ishii, N., Hamada, S., *Shear properties of bonded T-shaped shear connector*, Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures Eurosteel, Vol. B, pp. 4.2-1 - 4.2-6, Maastricht, 2005.
- [Tanner 2001] Tanner, P., Bellod, J.L., *Increasing reliability of composite bridges by reducing steel ductility versus brittleness*, Composite Bridges, State of the Art in Technology and Analysis, 3rd Int. Meeting, pp. 403-420, Colegio de ingenieros de caminos, canales y puentes, Madrid, 2001.
- [Tassios 1987] Tassios, T.P., Vintzeleou, E.N., *Concrete-to-concrete friction*, Journal of Structural Engineering, Vol. 113, No 4, pp. 832-849, American Society of Civil Engineers, New York, 1987.
- [Tateishi 2003] Tateishi, K., Hanji, T., Shibata, K., *3-D shape measurement of corroded steel plate surface by digital stereography*, Proceedings of the 1st International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure (SHMII), pp. 699-704, Tokyo, 2003.
- [Thomann 2005.1] Thomann, M., *Connexions par adhérence*, Rapport d'essais ICOM 535, Laboratoire de la construction métallique (ICOM), Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2005.
- [Thomas 1982] Thomas, T.R., *Rough surfaces*, Longman Group Inc., New York, 1982.
- [Uenaka 1998] Uenaka, K., Kitoh, H., Uehira, K., Sonoda, K., *Shear bond characteristics of the embossed steel plates with headed studs*, Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 20, pp. 293-300, 1998.
- [Volkersen 1965] Volkersen, O., *Recherches sur la théorie des assemblages collés*, Construction métallique, Vol. 2, No 4, pp. 3-13, Centre technique industriel de la construction métallique, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 1965.
- [Walbridge 2002] Walbridge, S., Hirt, M.A., *Essais push-out: Teilklebeverbund*, Rapport ICOM 698-1, Laboratoire de la construction métallique (ICOM), Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2002.
- [Walraven 1987] Walraven, J., Frénay, J., Pruijssers, A., *Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members*, PCI Journal, Vol. 32, No 1, pp. 66-84, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1987.
- [Yamane 1998] Yamane, T., Tadros, M.K., Badie, S.S., Baishya, M.C., *Full depth precast, prestressed concrete bridge deck system*, PCI Journal, Vol. 43, No 3, pp. 50-58, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1998.

## ANNEXE A: MESURE DE LA RUGOSITÉ D'UNE SURFACE

La mesure de la rugosité d'une surface s'effectue en deux étapes:

1. Mesure de la topographie de la surface. Le résultat est un ensemble de points de l'espace  $(x, y, z)$  représentant les coordonnées de la surface.
2. Quantification de la rugosité. Le résultat est une ou plusieurs grandeurs caractéristiques calculées à partir des coordonnées  $(x, y, z)$  de la surface.

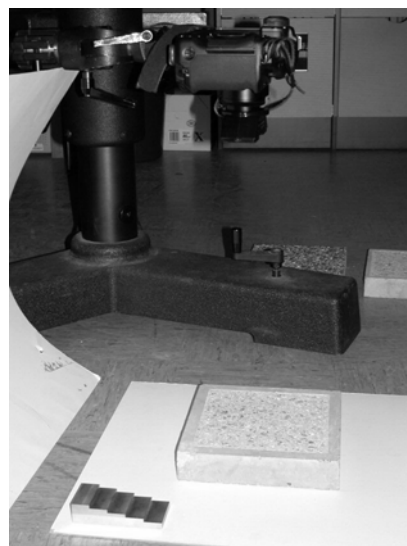
### Mesure de la topographie de la surface

La méthode utilisée pour mesurer la topographie d'une surface dépend du type de rugosité que l'on cherche à mesurer et de la précision souhaitée. Thomas [Thomas 1982] présente des méthodes de mesure pour différentes applications. Les méthodes adaptées à la mesure de la topographie d'une surface en béton peuvent être classées en deux catégories principales: les méthodes mécaniques, dont des exemples peuvent être trouvés dans [Abu-Tair 2000] ou [Courard 2003], et les méthodes optiques, dont des exemples peuvent être trouvés dans [Persson 1999], [Maerz 2001] ou encore [Perez 2003].

Dans cette étude, une méthode optique, développée par Tateishi [Tateishi 2003], a été retenue. Cette méthode présente l'avantage de ne demander qu'un appareillage très simple (figure A.1 a): un appareil photographique numérique et un adaptateur stéréographique pour l'objectif de l'appareil permettant de réaliser sur la même photographie deux images du même objet avec des points de vue légèrement différents. La figure A.1 b) illustre le dispositif expérimental: on distingue l'appareil photographique muni de l'adaptateur, la surface en béton à photographier et un bloc en aluminium nécessaire à la calibration du système de mesure.



a)

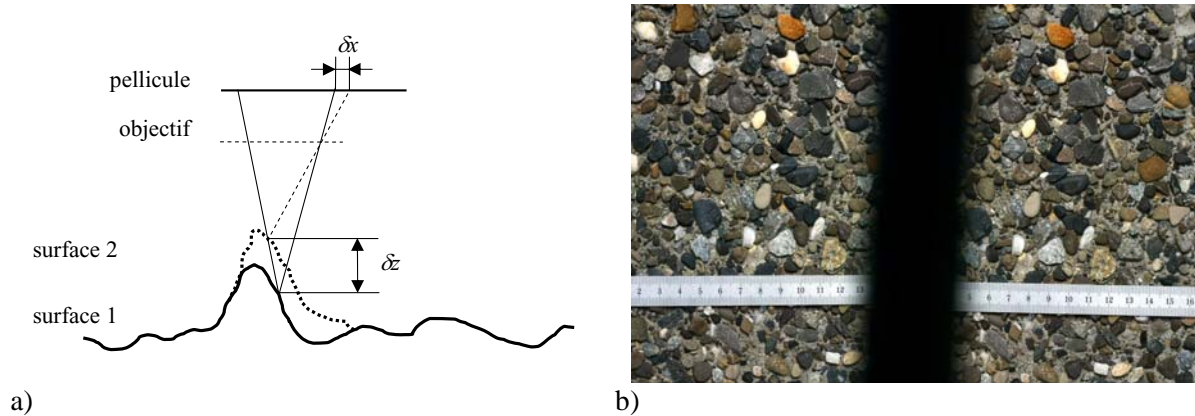


b)

**Figure A.1** - Mesure photogrammétrique de la topographie, a) matériel, b) dispositif expérimental

La figure A.2 a) illustre schématiquement le principe de la mesure, qui peut être comparé à la vue humaine: à partir de deux images prises depuis deux points de vue différents, une image tridimensionnelle de la surface peut être reconstituée. Un exemple d'une telle photographie est illustré à la figure A.2 b). Pour simplifier, la coordonnée  $y$  est négligée dans la suite de cet exemple. Soient deux points différents, distants verticalement de  $\delta z$  (surface 1 et surface 2) correspondant à un même pixel sur la première image. Ces points correspondent à deux pixels différents, distantes de  $\delta x$ , sur la seconde image. Le traitement numérique des deux images permet, après avoir fait correspondre à chaque pixel de la première image son pixel jumeau sur la seconde image, de calculer  $\delta z$  à partir de  $\delta x$ . Ce traitement des photographies s'effectue à l'aide d'un logiciel développé par Tateishi [Tateishi 2003], qui permet d'obtenir les coordonnées  $x$ ,  $y$  et  $z$  de chaque pixel de la photographie. La précision de la mesure de la

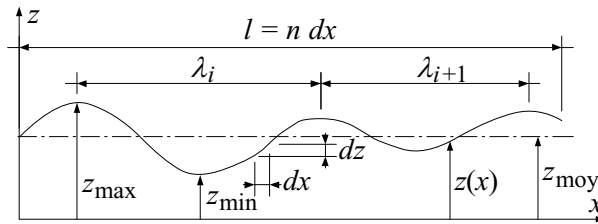
coordonnée  $z$  est dépendant de nombreux paramètres propres au dispositif expérimental et au processus de calibration. Dans notre cas, cette précision vaut 0.08 mm.



**Figure A.2 - Photogrammétrie, a) principe de la mesure, b) exemple de photographie**

### Quantification de la rugosité

La figure A.3 représente une coupe dans la direction  $x$  d'une surface quelconque  $z(x)$ . Les notations utilisées plus bas sont également définies sur cette figure. La longueur de référence  $l$  doit être choisie suffisamment petite pour éliminer les ondes de grandes longueurs qui ne modifient pas la résistance au cisaillement de l'interface mais qui pourraient influencer le calcul des indicateurs de rugosité. Cette longueur doit également être choisie suffisamment grande pour saisir une portion représentative de la surface. La longueur de référence retenue vaut  $l = 45$  mm.



**Figure A.3 - Géométrie schématique d'une surface rugueuse quelconque**

Il existe de nombreux indicateurs de la rugosité de la surface dont l'utilisation varie en fonction du phénomène physique que l'on cherche à expliquer [Thomas 1982]. Les indicateurs qui ont été jugés pertinents sont d'une part ceux qui décrivent la *taille* et d'autre part ceux qui décrivent la *forme* des aspérités. Les indicateurs suivants ont été retenus:

- $\Delta z$ : différence de hauteur maximale. Cet indicateur présente l'avantage de pouvoir être facilement estimé de manière visuelle, sans mesure précise de la topographie de la surface. En revanche, il n'est pas représentatif de la forme de la surface (longueur d'onde  $\lambda_i$ , pente de la surface  $dz/dx$ ). Il s'agit d'un indicateur *dimensionnel* de la *taille* des aspérités.

$$\Delta z = z_{\max} - z_{\min} \quad (\text{A.1})$$

- $R_a$ : moyenne des valeurs absolues des écarts de hauteur par rapport à la hauteur moyenne. Cet indicateur est très communément employé dans la littérature pour décrire la rugosité des surfaces. Il permet la comparaison avec d'autres études. Il s'agit également d'un indicateur *dimensionnel* de la *taille* des aspérités.

$$R_a = \frac{1}{l} \int_0^l |z(x) - z_{\text{moy}}| dx \quad (\text{A.2})$$



- $Z_2$ : écart-type de la pente. Cet indicateur est un excellent complément à  $\Delta z$  puisqu'il tient compte de la pente, donc de la longueur d'onde. Il ne permet toutefois pas de distinguer deux surfaces homothétiques l'une de l'autre. C'est un indicateur *adimensionnel* de la *forme* de la surface.

$$Z_2 = \sqrt{\frac{1}{l} \int_l \left( \frac{dz}{dx} \right)^2 dx} \quad (\text{A.3})$$

- $R_p$ : rapport entre la longueur réelle de la surface et sa longueur projetée sur l'horizontale. Cet indicateur tient simultanément compte de la longueur d'onde et de la différence de hauteur  $\Delta z$ . Il ne permet toutefois pas de distinguer deux surfaces homothétiques l'une de l'autre. C'est également un indicateur *adimensionnel* de la *forme* de la surface.  $R_p = 1$  correspond à une surface parfaitement plane.

$$R_p = \frac{1}{l} \int_l \sqrt{dx^2 + dz^2} \quad (\text{A.4})$$

Pour ces quatre indicateurs, une valeur élevée correspond à une rugosité élevée. Le tableau A.1 contient les valeurs moyennes des indicateurs présentés ci-avant pour les surfaces considérées dans l'étude expérimentale. Quel que soit l'indicateur considéré, les surfaces en béton normal avec le retardateur de type Pieri DRC 6/80 et les surfaces en béton autocompactant (SCC) avec le retardateur de type Pieri DRC 6/130 sont très semblables. Par ailleurs, il existe une grande différence de rugosité entre les surfaces obtenues à l'aide du retardateur de type Pieri DRC 6/10 et celui de type Pieri DRC 6/80. La couche d'adhérence a une rugosité inférieure à celle des bétons très rugueux, mais toutefois très largement supérieure à celle de la surface en béton normale avec retardateur de type Pieri DRC 6/10.

**Tableau A.1** - Indicateurs de la rugosité pour les surfaces considérées dans l'étude expérimentale

| Surface                                  | $\Delta z$ [mm] | $R_a$ [mm] | $Z_2$ [-] | $R_p$ [-] |
|--|-----------------|------------|-----------|-----------|
| Béton normal, Pieri DRC 6/10             | 1.04            | 0.11       | 0.12      | 1.007     |
| Béton normal, Pieri DRC 6/80             | 5.84            | 0.96       | 0.87      | 1.209     |
| Béton SCC <sup>a</sup> , Pieri DRC 6/130 | 6.92            | 0.95       | 0.82      | 1.207     |
| Couche d'adhérence                       | 2.11            | 0.37       | 0.38      | 1.055     |

a. SCC: *Self-Compacting Concrete*, béton autocompactant

## ANNEXE B: VALEURS DE $u_{\text{conn}}$ ET DE $\chi$

La méthode simplifiée présentée à la section 5.5 fait appel à deux coefficients ( $u_{\text{conn}}$  et  $\chi$ ) dont les valeurs ont été déterminées à l'aide du modèle mécanique de la connexion. Les figures 5.33 et 5.35 contiennent des représentations graphiques de ces deux coefficients qui permettent de saisir rapidement l'influence des différents paramètres. Pour les applications pratiques, il est toutefois utile de disposer des valeurs numériques exactes.

Le tableau B.1 contient les valeurs de  $u_{\text{conn}}$  en fonction de  $\sigma_{\text{ext},1}$  et de  $k_{\text{dalle}}$ . Il est possible d'interpolier linéairement entre deux valeurs contenues dans le tableau.

**Tableau B.1** - Valeurs de  $u_{\text{conn}}$  en fonction de  $\sigma_{\text{ext},1}$  et de  $k_{\text{dalle}}$

| $k_{\text{dalle}}$<br>[N/mm <sup>3</sup> ] | $\sigma_{\text{ext},1}$ [N/mm <sup>2</sup> ] |      |      |      |      |      |
|--|--|------|------|------|------|------|
|  | 0.0  | 0.2  | 0.5  | 1.0  | 2.0  | 3.0  |
| 5  | 0.38   | 0.47 | 0.60 | 0.77 | 1.04 | 1.25 |
| 6  | 0.41   | 0.49 | 0.60 | 0.72 | 0.93 | 1.09 |
| 8  | 0.52   | 0.55 | 0.60 | 0.68 | 0.79 | 0.88 |
| 10   | 0.56   | 0.57 | 0.60 | 0.65 | 0.71 | 0.76 |
| 12   | 0.56   | 0.57 | 0.59 | 0.62 | 0.65 | 0.67 |
| 14   | 0.55   | 0.56 | 0.57 | 0.58 | 0.59 | 0.60 |
| 17   | 0.49   | 0.49 | 0.49 | 0.49 | 0.50 | 0.50 |
| 20   | 0.43   | 0.43 | 0.43 | 0.43 | 0.43 | 0.43 |

Le tableau B.2 contient les valeurs de  $\chi$  en fonction de  $b_1/b_{\text{tot}}$  et de  $k_{\text{dalle}}$ . Lorsque  $b_1/b_{\text{tot}} = 0$ ,  $\chi$  vaut toujours 1.0. Il est possible d'interpolier linéairement entre deux valeurs contenues dans le tableau.

**Tableau B.2** - Valeurs de  $\chi$  en fonction de  $b_1/b_{\text{tot}}$  et de  $k_{\text{dalle}}$

| $k_{\text{dalle}}$<br>[N/mm <sup>3</sup> ] | $b_1/b_{\text{tot}}$ [-] |      |      |      |      |      |      |
|--|--------------------------|------|------|------|------|------|------|
|  | 0.10                     | 0.15 | 0.20 | 0.25 | 0.30 | 0.33 | 0.40 |
| 5  | 1.53                     | 1.99 | 2.22 | 2.30 | 2.35 | 2.36 | 2.37 |
| 6  | 1.57                     | 1.98 | 2.18 | 2.28 | 2.31 | 2.32 | 2.31 |
| 8  | 1.58                     | 1.96 | 2.10 | 2.11 | 2.11 | 2.11 | 2.08 |
| 10   | 1.63                     | 1.96 | 2.08 | 2.07 | 2.05 | 2.03 | 2.02 |
| 12   | 1.69                     | 2.01 | 2.11 | 2.09 | 2.06 | 2.03 | -    |
| 14   | 1.73                     | 2.03 | 2.12 | 2.11 | 2.07 | 2.05 | -    |
| 17   | 1.74                     | 2.04 | 2.14 | 2.12 | 2.08 | 2.06 | -    |
| 20   | 1.74                     | 2.05 | 2.18 | 2.16 | 2.14 | 2.12 | -    |

## CURRICULUM VITAE

Nom : Michel THOMANN  
Date et lieu de naissance : 18 mars 1978 à Lausanne, Suisse  
Nationalité et origine : Suisse, originaire de Saint-Gall (SG)  
Etat civil : Marié

### Diplômes académiques et qualifications professionnelles

Diplôme d'ingénieur civil EPF  
Membre de l'Association internationale des ponts et charpentes (AIPC)

### Formation et expérience professionnelle

Avril 2001 à décembre 2005 : Assistant de recherche, Laboratoire de la construction métallique (ICOM), Ecole polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL).  
Candidat au doctorat depuis novembre 2002.  
Octobre 1996 à mars 2001 : Etudiant en génie civil, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL). Diplôme d'ingénieur civil EPF. Prix de la SIA (Société suisse de ingénieurs et des architectes) vaudoise et prix de l'UPIAV (Union patronale des ingénieurs et des architectes vaudois).

### Publications

Thomann, M., Lebet, J.-P., Dauner, H.-G., *Experimental and theoretical research on a new partial adherence shear connection*, Composite Construction in Steel and Concrete V, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, American Society of Civil Engineers, New York, 2004.  
Thomann, M., *Connexions par adhérence*, Rapport d'essai ICOM 535, Laboratoire de la construction métallique, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2005.  
Thomann, M., *Nouvelle connexion acier-béton par adhérence*, Documentation SIA D0212 - Les ponts mixtes acier-béton - Des ouvrages durables et novateurs, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 2005.